OFPPT

ROYAUME DU MAROC

مكتب التكوين المهني وإنعاش الشغل

Office de la Formation Professionnelle et de la Promotion du Travail

DIRECTION RECHERCHE ET INGENIERIE DE FORMATION

VERSION EXPERIMENTALE

RESUME THEORIQUE

&

GUIDE DE TRAVAUX PRATIQUES

MODULE 16	Application des règles de béton armé aux états limites (BAEL)

SECTEUR : BTP

SPECIALITE : CHEF DE CHANTIER TRAVAUX PUBLICS

NIVEAU : TECHNICIEN

REMERCIEMENTS

La DRIF remercie les personnes qui ont contribué à l'élaboration du présent document.

Pour la supervision :

M. Khalid BAROUTI	Chef projet BTP
Mme Najat IGGOUT	Directeur du CDC BTP
M. Abdelaziz EL ADAOUI	Chef de Pôle CDC /BTP

M **Pour la conception** :

Mme ROCHDI Fatima	Formatrice à l'ISB/DRGC

Pour la validation :

Mme GUNINA Fatna	Formatrice Animatrice au CDC/BTP

Les utilisateurs de ce document sont invités à communiquer à la DRIF toutes les remarques et suggestions afin de les prendre en considération pour l'enrichissement et l'amélioration de ce programme.

DRIF

SOMMAIRE

MODULE 16	Application des règles de béton armé aux états limites (BAEL)

Durée : 90 heures

OBJECTIF OPERATIONNEL

COMPORTEMENT ATTENDU

Pour démontrer sa compétence, le stagiaire doit déterminer la section d'armatures des éléments porteurs d'un bâtiment selon les conditions, les critères et les précisions qui suivent.

CONDITIONS D'EVALUATION

- *Individuellement*
- *A partir des exercices ou problèmes notés*

CRITERES GENERAUX DE PERFORMANCE

- *Respect des normes*
- *Utilisation correcte des formules et des abaques*

PRECISIONS SUR LE COMPORTEMENT ATTENDU	*CRITERES PARTICULIERS DE PERFORMANCE*
A. Déterminer la section des armatures des éléments sollicités en compression simple (poteaux)	• *Connaissance exacte des aciers* • *Connaissance exacte du béton* • *Connaissance exacte du béton armé* • *Indications générales sur les règles B.A.*
B. Déterminer la section des armatures des éléments sollicités en flexion simple (poutre et dalle)	• *Calcul exact d'une section rectangulaire* • *Calcul exact d'une section en T* • *Détermination approprié des armatures longitudinales* • *Définition précise et calcul exact des contraintes tangentielles* • *Calcul exact des armatures transversales* • *Disposition pratiques relatives aux armatures transversales* • *Calcul exact de la hauteur de la dalle* • *Détermination adéquate des armatures d'une dalle*
C. Dimensionner et armer les fondations	• *Dimensionnement précise des différents types de semelles* • *Ferraillage approprié des semelles*

PRESENTATION DU MODULE

- Ce module de compétence générale a pour but de montrer aux stagiaires les principe de calcul de B.A

- A l'aide des règles de B.A et des exercices d'application faire bien assimiler aux stagiaires l'utilisation correcte des formules des abaques ainsi que la respect des normes pour le dimensionnement et le ferraillage des éléments porteurs d'un bâtiment

Module16 : CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME (BAEL)

RESUME THEORIQUE

Le contenu du résumé théorique doit couvrir l'ensemble des objectifs visés par la compétence relative au module en question en développant :

- *Des concepts théoriques de base (Définition, schémas illustratifs, démonstrations…..) ;*
- *Des exercices d'application ;*
- *Des évaluations (Contrôles continus).*

A- Déterminer la section des armatures des éléments sollicités en compression simple (poteaux)

INDICATIONS GENERALES SUR LES REGLES B.A.E.L

I. Notions d'états Limites:

On appelle état limite, un état particulier au delà duquel l'ouvrage ou un de ses éléments ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles il a été construit.
C'est un état qui satisfait strictement aux conditions (stabilité, la résistance, déformations non nuisibles) sous l'effet des actions (force, moments, couples)
On distingue :

- **Les états limites ultimes (E .L.U) :** Ils correspondent à la valeur maximale de la capacité portante, dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure .
    - **Limite de l'équilibre statique** : (pas de renversement, pas de glissement).
    - **Limite de la résistance de chacun des matériaux** : (pas de rupture de sections critiques de la structure)
    - **Limite de la stabilité de forme** : (pas de flambement)

- **Les états limites de service (E.L.S)** : Ils concernent les conditions de bon fonctionnement ,d'utilisation et de durabilité des ouvrages .
    - **Limite de compression du béton** : (contrainte de compression bornée par le règlement B.A.E.L).
    - **Limite de déformation** : (limitation des flèches).
    - **Limite d'ouverture des fissures** : (pour éviter la corrosion trop rapide des aciers).

II. Actions permanentes et variables:

Il s'agit de déterminer la nature et l'intensité des différentes charges ou actions qui agissent sur une structure et en particulier sur l'un de ses éléments (exemples :poteau, poutre, plancher, fondation, etc)

Démarche proposée :

- Analyser les actions permanentes et variables pour les combinaisons de Charges à l'E.L.U ou à l'E.L.S.
- Utiliser les extraits de normes et fiches techniques des fabricants qui indiquent :
    - Les poids volumiques ou surfaciques
    - Les charges d'exploitation.
- Évaluer les charges sur les éléments porteurs compte tenu du cahier de charges.

a) les actions permanentes :

Elles sont notés **G** et ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps. Elles comprennent :

- **Le poids propre de la structure**
- **Les actions permanentes :** (poids des cloisons, revêtements du sol, poids des machines etc.…..)
- **Les poussées des terres ou les pressions des liquides** pour les murs de soutènement ou les réservoirs.

b) les actions variables :

Elles sont notées **Q** et ont une intensité qui varie de façon importante dan le temps. Elles comprennent :

- **les charges d'exploitation** : charges dûes aux poids des utilisateurs ou des matériels utilisés.
- **Les charges climatiques** :charges dûes au vent et à la neige.
- **Les effets dûs à la température** :efforts dûs à la dilatation.
- **Actions accidentelles** : elles se produisent rarement et de façon instantanée .
  ex : les séismes, les chocs de véhicules ou bateaux, les explosions.

c) Combinaisons d'actions :

✓ Cas des poteaux :

Dans les cas les plus courants (poteaux de bâtiment, d'angle, de rive, intérieurs),l'unique combinaison d'actions à considérer est :

1,35G+1,50Q

✓ Cas des fondations, planchers et poutres

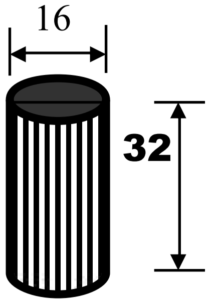
E.L.U	E.L.S
1,35G+1,50Q	G+Q

CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES BETONS ET ACIERS

I. Les bétons :

a) Résistance caractéristique à la compression à j jours :

Dans les cas courants, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge .(fc 28)
Cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200 cm² de section (☛ =16 cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (h =32cm)
Ex : fc28 = 30 MPa



Eprouvette cylindrique en béton

b) Résistance caractéristique à la traction à j jours :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06\ f_{cj}$$

Ex : fc_{28} = 30 MPa (f_{tj} et f_{cj} exprimées en MPa)
$f_{t28} = 0.6 + 0.06\ (30) = 2.4$ Mpa

Résistances caractéristiques habituelles des bétons.

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	conditions courantes de fabrication — dosage en km/m^3 pour classes		Auto-contrôle surveillé — Dosage en kg/m^3 pour classes	
		45 et 45 R	55 et 55 R	45 et 45 R	55 et 55 R
16	1.56	300			
20	1.8	350	325	325	300
25	2.1	*	375	400	350
30	2.4		*	*	*
* Cas à justifier par une étude appropriée .					

II. Les aciers :

Contrairement au béton , l'acier possède un comportement identique en traction et en compression .
Les aciers utilisés en armatures de béton armé sont désignés par :

- Leur forme (barre lisse, barre haute adhérence)
- Leur nuance (doux, mi-dur, dur) correspondant au pourcentage de carbone contenu dans l'acier entre 0.2 et 0.5% de carbone .
- Leur limite élastique exprimée en MPa (symbole E)
  Ex : Fe E235
  Fe : acier (et non fer)
  E : limite élastique (fe)
  235 : 235 MPa

On distingue :

- **Ronds lisses de nuances :**
  Fe E215 limite élastique fe = 215 MPa
  Fe E235 limite élastique fe = 235 MPa
- **Les barres à haute adhérence, de nuances :**
  Fe E400 limite élastique fe = 400 MPa
  Fe E500 limite élastique fe = 500 MPa
- **Treillis soudés :** formés par assemblage des barres de fils lisses ou à haute adhérence .

Les aciers sont livrés en barres de 12 m et 15 m dans les diamètres dits nominaux suivants :

5 – 6 – 8 – 10 – 12 – 14 – 16 – 20 – 25 – 32 – 40 – 50 (en mm)

aciers en barres :

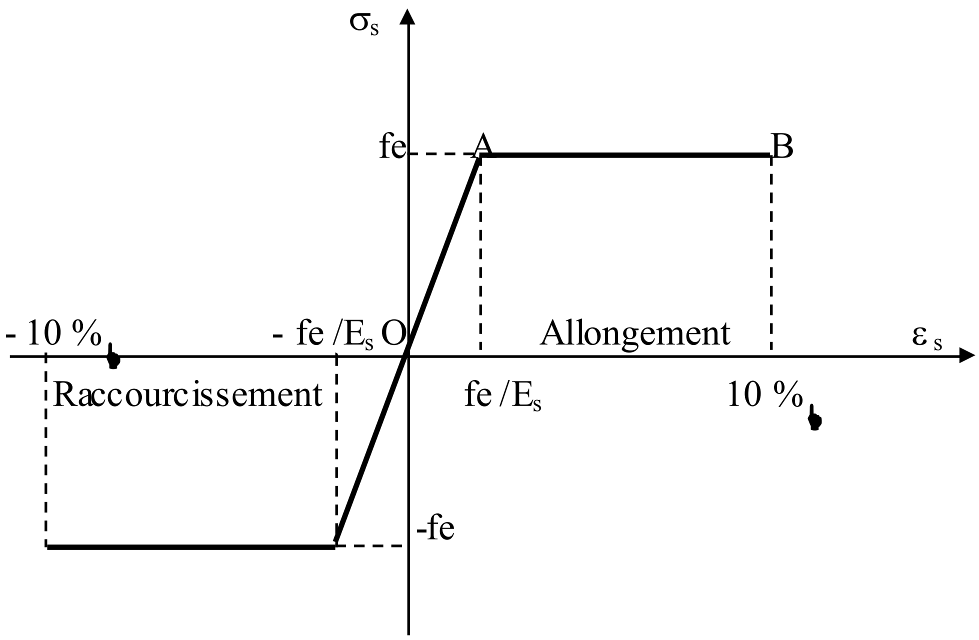
Types d'aciers (E_s = 200 000 MPa)				
caractéristiques	Doux et lisses, symbole& (NF A 35- 015)		A haute adhérence, symbole HA (NF A 35 – 016)	
Dénomination	fe E215	fe E235	fe E400	fe E 500
Limite élastique en MPa	fe = 215	fe = 235	fe = 400	fe = 500
Résistance à la rupture σ_R en MPa	σ_R /330	$\sigma_R \leq 410$	σ_R /480	$\sigma_R \leq 550$
Allongement à la rupture	22%		14%	12%
Coefficient de scellement, symbole X_s	1		1.5	
Coefficient de fissuration, symbole η	1		1.6	
Diamètres courants en mm	6 – 8 – 10 – 12		6– 8– 10– 12– 14– 16– 20– 25– 32– 40	

Treillis soudés :

Types de treillis (NF A 35-022)		
caractéristiques	Lisses, symbole T.S.L	A haute adhérence, symbole T.S.H.A
Limite élastique en MPa	fe = 500 (tous diamètres)	fe = 500 (tous diamètres)
Résistance à la rupture σ_R en MPa	σ_R = 550	σ_R = 550
Allongement à la rupture	8%	8%
Coefficient de scellement, symbole X_s	1	1.5
Coefficient de fissuration, symbole η	1	1.3 pour & ′ 6 mm 1.6 pour & /6 mm
Diamètres courants en mm	3. 5 mm à 9 mm avec un pas de 0. 5 mm	- 3.5 à 12 mm avec un pas de 0. 5 mm - 14 à 16 mm sur commande

-Caractères mécaniques :

- Le caractère mécanique qui sert de base aux justifications dans le cadre des états limites, est la limite d'élasticité (fe) .
- Le module d'élasticité longitudinale
  E_s = 200 000 MPa.
- Diagramme déformations – contraintes.



❖ Cas de traction :
- ✓ Droite OA (domaine élastique)
  $\varepsilon_s = fe / E_s$
- ✓ AB d'ordonnée σ_s = fe (domaine plastique)
- ✓ B correspond à un allongement
  $\varepsilon_s = 10 ‰$

❖ Cas de la compression :
Diag symétrique à celui de la traction par rapport à l'origine O.

DEFORMATIONS ET CONTRAINTES DE CALCUL

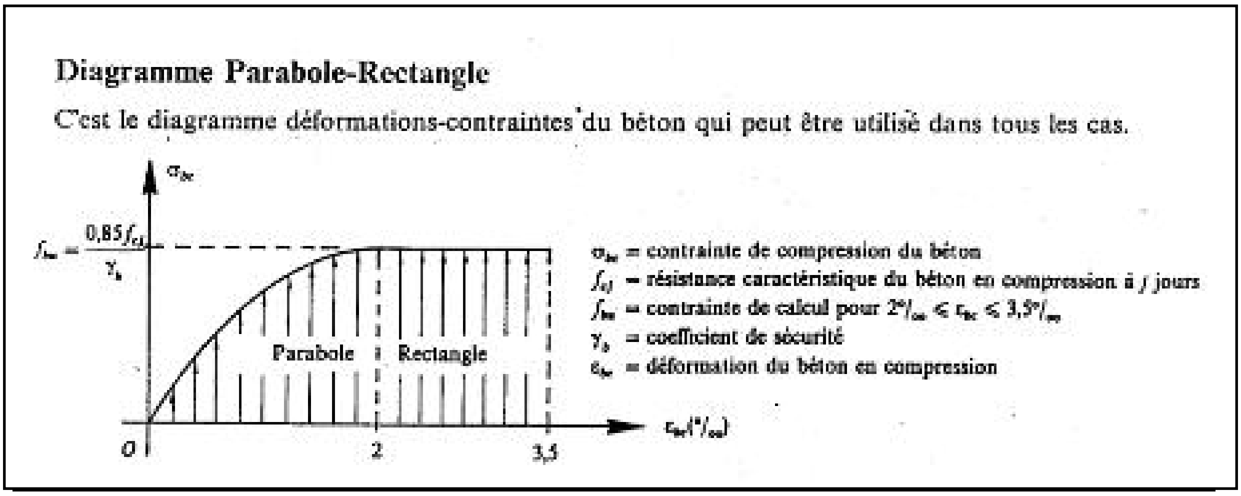
I. Etat limite de résistance :

1) Hypothèse de calcul :

- Hypothèse de Navier Bernoulli : les sections planes, normales à la fibre moyenne avant déformation restent planes après déformation .
- Non-glissement relatif entre armatures et béton en raison de l'association béton-acier par adhérence mutuelle .
- Le béton tendu est négligé dans les calculs .
- Le raccourcissement du béton est limité3.5%o en flexion simple et à 2%o en compression simple .
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10%o.

2) Diagrammes déformations - contraintes du béton :

Pour le béton, le règlement considère pour l'état limite ultime le diagramme de calcul appelé diagramme« parabole-rectangle» et, dans certain cas, par mesure de simplification, un diag rectangulaire .



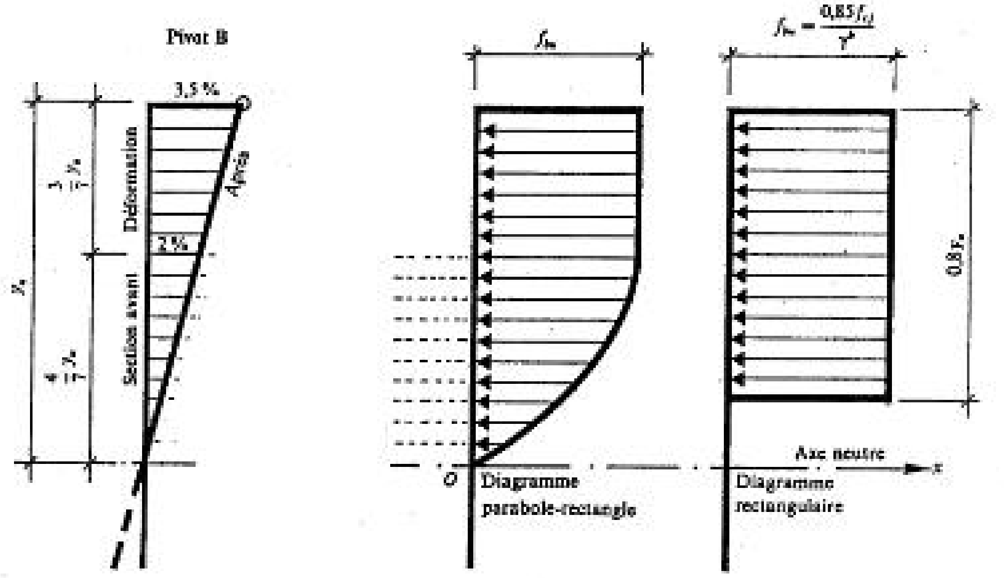


Diagramme rectangulaire.	
Distance à partir de l'axe neutre	Contrainte de calcul
$0 \leq y \leq 0.20\ y_u$	Contrainte nulle
$0.20\ y_u \leq y \leq y_u$	$f_{bu} = \dfrac{0.85\ fc_{28}}{\upsilon\ .\ \gamma_b}$ valeur constante pour $\varepsilon_{bc} \leq 3.5$ ‰

Contraintes de calcul du béton :

- Pour les sections dont la largeur est constante ou croissante vers la fibre la plus comprimée (ex : section rectangulaire ou en **T**)

$$f_{bc} = \frac{0.85\ fc_j}{\theta\ \gamma_b}$$

f_{bc} : contrainte de calcul .
fc_{28} : résistance caractéristique à 28 jours
γ_b : coefficient de sécurité

γ_b = 1.5 en général
γ_b = 1.15 dans le cas de combinaisons accidentelles
θ : coefficient d'application d'actions.

θ	Durée d'application
1	>24h
0.9	1≤durée ≤ 24h
0.85	si durée < 1h

- Pour les sections dont la largeur est décroissante vers la fibre la plus comprimée (ex : section circulaire)

$$f_{bc} = \frac{0.8\ fc_j}{\theta\ \gamma_b}$$

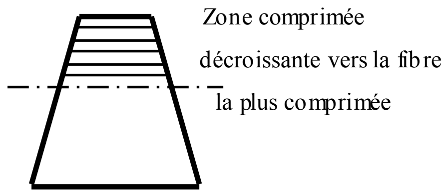


Tableau des contraintes de calcul :

- Les contraintes de calcul du béton sont données ci-dessous en fonction des résistances caractéristiques du béton à 28 jours d'âge (ex : section rectangulaire ou en **T**).

Résistances caractéristiques du béton		Contraintes De calcul
En compression $f_{c\ 28}$ (MPa)	En traction $f_{t\ 28}$ (MPa)	En compression f_{bu} (MPa)avec $\upsilon = 1$
16	1.56	9.07
18	1.68	10.20
20	1.80	11.33
22	1.92	12.47
25	2.10	14.17
27	2.22	15.30
30	2.40	17.00
35	2.70	19.83
40	3.00	22.67
45	3.3	25.50
50	3.6	28.33
55	3.9	31.17
60	4.2	34.00

3) Diagramme déformations - contraintes de l'acier :

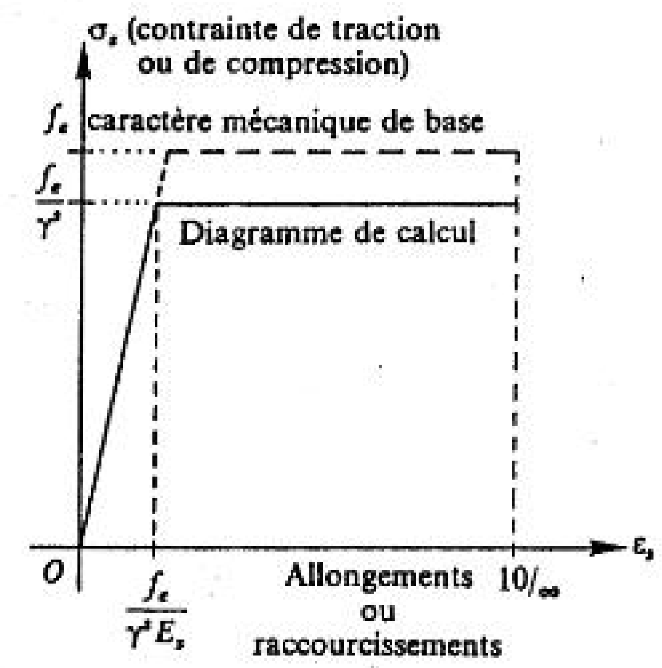
Le diagramme de calcul se déduit du diagramme conventionnel par une affinité parallèle à la droite de Hooke et de rapport 1/γs . tous ces diagrammes ont la même pente à l'origine .

Es = 200 000 MPa

Contrainte de calcul : $f_{su} = f_e/\gamma_s$ γ_s ***: coefficient de sécurité***

Coefficient de sécurité γ_s de l'acier en fonction des combinaisons

Coefficient de sécurité	Combinaisons fondamentales	Combinaisons accidentelles
γ_s	1.15	1.00



II. Etat limite de service :

1) Hypothèse de calcul :

Sous l'effet des sollicitations :

- Hypothèse de Navier Bernoulli : les sections planes, normales à la fibre moyenne avant déformation restent planes après déformation .
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs .
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations
- Le rapport « n » du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton, appelé : « coefficient d'équivalence » a pour valeur :

$$\mathbf{n} = \frac{Es}{Eb} = \mathbf{15}$$

2) Etat limite de compression du béton à l' E.L.S :

La contrainte de compression du béton $\boldsymbol{\sigma_{bc}}$ est limitée à :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\ fc_j$$

Résistance caractéristique f_{c28} (MPa)	18	20	22	25	27	30	35	40	45	50	55	60
Contrainte limite $\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	10.8	12	13.2	15	16.2	18	21	24	27	30	33	36

3) Etat limite d'ouverture des fissures :

On est amené en outre à effectuer une vérification des contraintes de traction de l'acier dans le but de limiter l'ouverture des fissures, les risques de corrosion et la déformation de la pièce.

On distinguera ainsi trois catégories d'ouvrages :

- ✓ Les ouvrages où **la fissuration est peu nuisible** ou (peu préjudiciable) ce qui peut correspondre aux locaux clos et couverts non soumis à des condensations.
- ✓ Les ouvrages où **la fissuration est préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries, à des condensations ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce.

- ✓ Les ouvrages où **la fissuration est très préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine telle qu'embruns et

brouillards salins, gaz ou sols corrosifs) ou lorsque les éléments doivent assurer une étanchéité.

Contraintes limites de traction des aciers

Cas	Conditions particulières	Contraintes limites de traction (en MPa)
Fissuration peu préjudiciable	Locaux couverts et clos non soumis à condensations	$\sigma_{st} \leq f_e$
Fissuration préjudiciable	Coefficient de fissuration (symbole) : η $\eta = 1$ pour ronds lisses $\eta = 1,6$ pour aciers HA diamètre ≥ 6 mm $\eta = 1,3$ pour aciers HA si diamètre < 6 mm (*)	$\overline{\sigma_{st}} = \inf\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta\, f_{tj}}\right)$
Fissuration très préjudiciable	Diamètres des aciers > 8 mm (**)	$\overline{\sigma_{st}} = \inf\left(0,5f_e ; 90\sqrt{\eta\, f_{tj}}\right)$

N.B. Aciers de peau à prévoir dans les poutres de grande hauteur (hauteur totale >60 cm).
(*) 3 cm² par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration préjudiciable.
(**) 5 cm² par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration très préjudiciable.

CALCUL DES POTEAUX

En compression simple

Les règles B.A.E.L n'imposent aucune condition à l'état limite de service pour les pièces soumises en compression centrée .Par conséquent, le dimensionnement et la détermination des armatures doivent se justifier uniquement vis à vis de l'état limite ultime.

I – Evaluation des sollicitations :

Le calcul de la sollicitation normale s'obtient par l'application de la combinaison d'actions de base suivante :

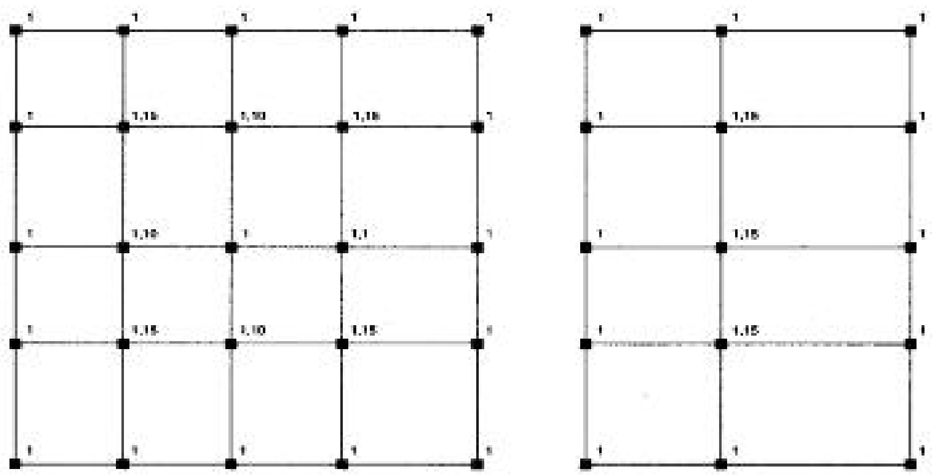
$$N_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$$

Avec: G: charge permanente.
Q: charge variable.

Dans les bâtiments comportant des travées solidaires, il convient de majorer les charges comme suit :

Si le bâtiment comporte des portiques suivant les deux directions, les majorations sont

- de 15 % si le poteau est plus d'une fois voisin d'un poteau de rive,
- de 10 % si le poteau est une fois voisin d'un poteau de rive.



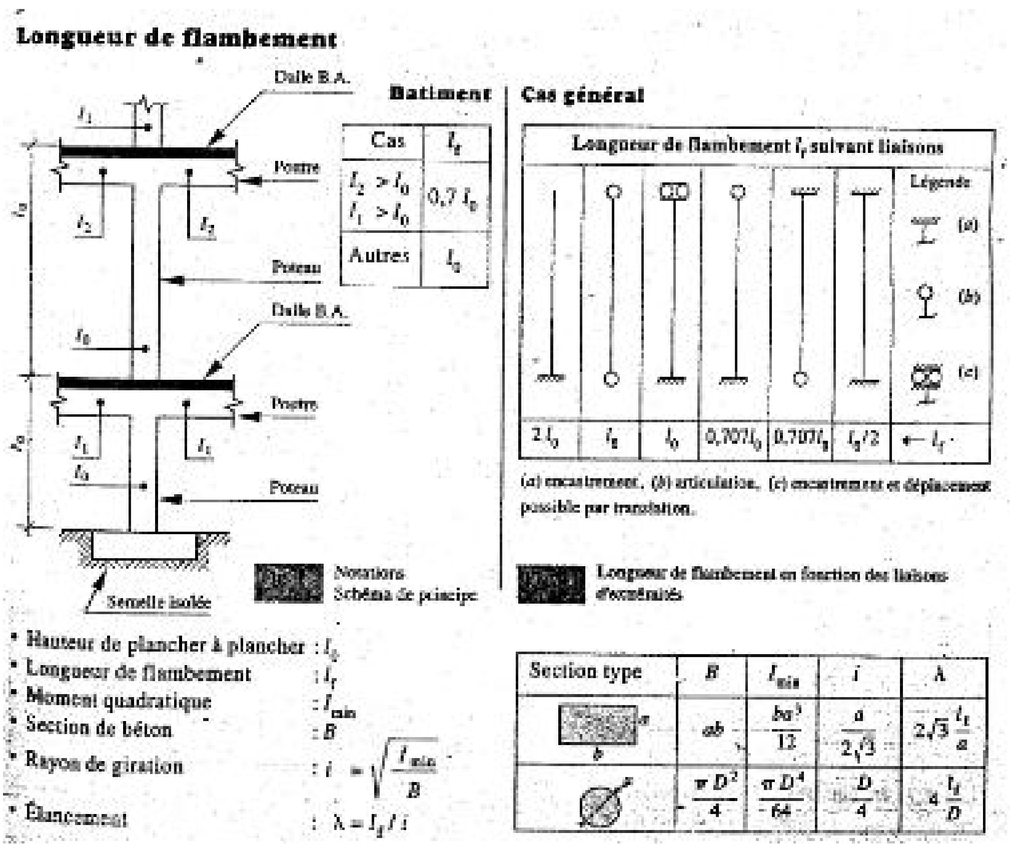
II – Calcul de l'armature longitudinale :

Section du poteau imposée

1. Vérifier la condition du non flambement :

$\lambda = l_f / i \leq 70$ avec l_f : longueur de flambement

i : rayon de giration minimum



Cas	l_f
$l_2 > l_0$; $l_1 > l_0$	$0,7\ l_0$
Autres	l_0

$2\ l_0$	l_0	l_0	$0,707 l_0$	$0,707 l_0$	$l_0/2$	← l_f

Section type	B	I_{min}	i	λ
Rectangle ($a \times b$)	ab	$\frac{ba^3}{12}$	$\frac{a}{2\sqrt{3}}$	$2\sqrt{3}\frac{l_f}{a}$
Cercle (D)	$\frac{\pi D^2}{4}$	$\frac{\pi D^4}{64}$	$\frac{D}{4}$	$4\frac{l_f}{D}$

2. Calculer la section d'acier minimale

$A_{min} \geq \max(4u\ ;\ 0.2B/100)$

avec u : périmètre du poteau en m

B : section du poteau en cm²

4cm² /m de périmètre

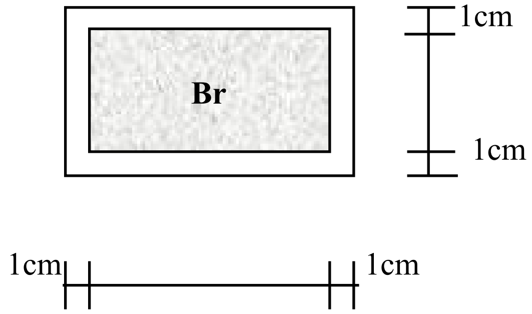
3. Calculer la section d'acier en fonction de l'effort normal Nu

La section du béton et la section d'acier doivent pouvoir équilibrer l'effort normal ultime Nu

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br\ f_{c28}}{0.9\ \gamma_b} + A_{th} \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\mathbf{A_{th} \geq \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br\ f_{c28}}{0.9\,\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}}$$

Nu : Effort normal ultime en MN
Br : section réduite de béton en m²
α : coefficient de flambage
A_{th} : section d'acier en m²
f_{c28} et f_e : en MPa



Valeurs du coefficient de flambage

Si $\lambda \leq 50$ $\alpha = \mathbf{\dfrac{0.85}{1+0.2\,(\lambda/35)^2}}$

Si $50 < \lambda \leq 70$ $\alpha = \mathbf{0.6\,(50/\lambda)^2}$

De plus :

- Si plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours $\Rightarrow$ $\alpha = \alpha$
- Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours $\Rightarrow$ $\alpha = \alpha\ \mathbf{/1.10}$
- Si la majeure partie des charges est appliquée à un âge j < 28 jours $\Rightarrow$ $\alpha = \alpha$ **/1.20** et on remplace f_{c28} par f_{cj}

4. Calculer la section d'acier maximale

$\mathbf{A_{max} \leq 5.B/100}$ avec B : section de béton en cm² ; A : section d'acier en cm²

5. **Vérifier que :**

La section d'acier finale : $\mathbf{A_{sc} = max\ (A_{th}\ ;\ A_{min})}$

Et que : $\mathbf{0.2B/100 \leq A_{sc} \leq A_{max}}$

III - Armatures transversales :

Le rôle principal des armatures transversales est d'empêcher le flambage des aciers longitudinaux.

- ✓ Leur diamètre est tel que :
  $\boldsymbol{\phi t = \phi_{l\,max} / 3}$
- ✓ Valeurs de leur espacement
  $\mathbf{t \leq min(40\ cm\ ;\ a + 10\ cm\ ;\ 15\phi_{l\,min})}$
- ✓ Nombre de cours d'acier transversaux à disposer sur la longueur de recouvrement doit être au minimum **3**

IV - Prédimensionnement de la section de béton

1. Se fixer un élancement $\lambda \leq 35$
2. Déterminer le coefficient de flambage ($\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.708$)
3. Calculer la section réduite de béton avec $A_{th} = 0$ à partir de la relation qui permet de calculer l'effort normal.

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br\ f_{c28}}{0.9\ \gamma_b} + A_{th} \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

On tire :

$$Br \geq 0.9\ \gamma_b\ Nu / \alpha\ f_{c28}$$

{ Br en m²
Nu en MN
f_{c28} en MPa

Avec $\alpha = 0.708$ et $\gamma_b = 1.5$ on a : $\mathbf{Br = 1.907\ Nu / \alpha\ f_{c28}}$

4. Calculer les dimensions du poteau.
   - Si la section est carrée : $\mathbf{l_f \cdot \sqrt{3} / 17.5 \leq a \leq 0.02 + \sqrt{Br}}$
   - Si la section est rectangulaire :

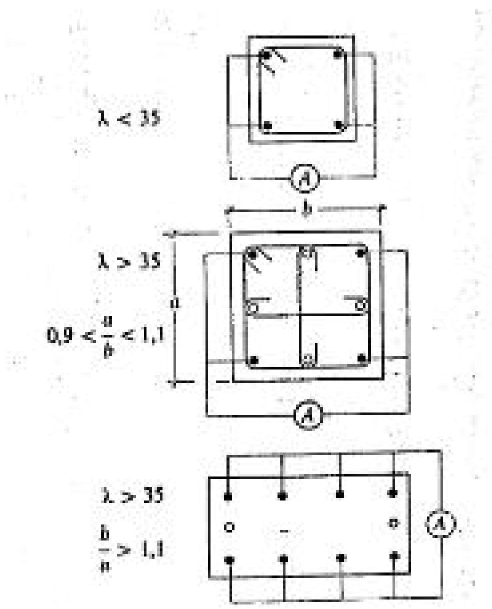
$$\mathbf{a \geq l_f \cdot \sqrt{3} / 17.5}$$

$$\mathbf{b \leq \frac{Br}{(a - 0.02)} + 0.02} \qquad \text{si } b < a \Rightarrow b = a \text{ (poteau carré)}$$

Br en m²
l_f en m
a et b en m

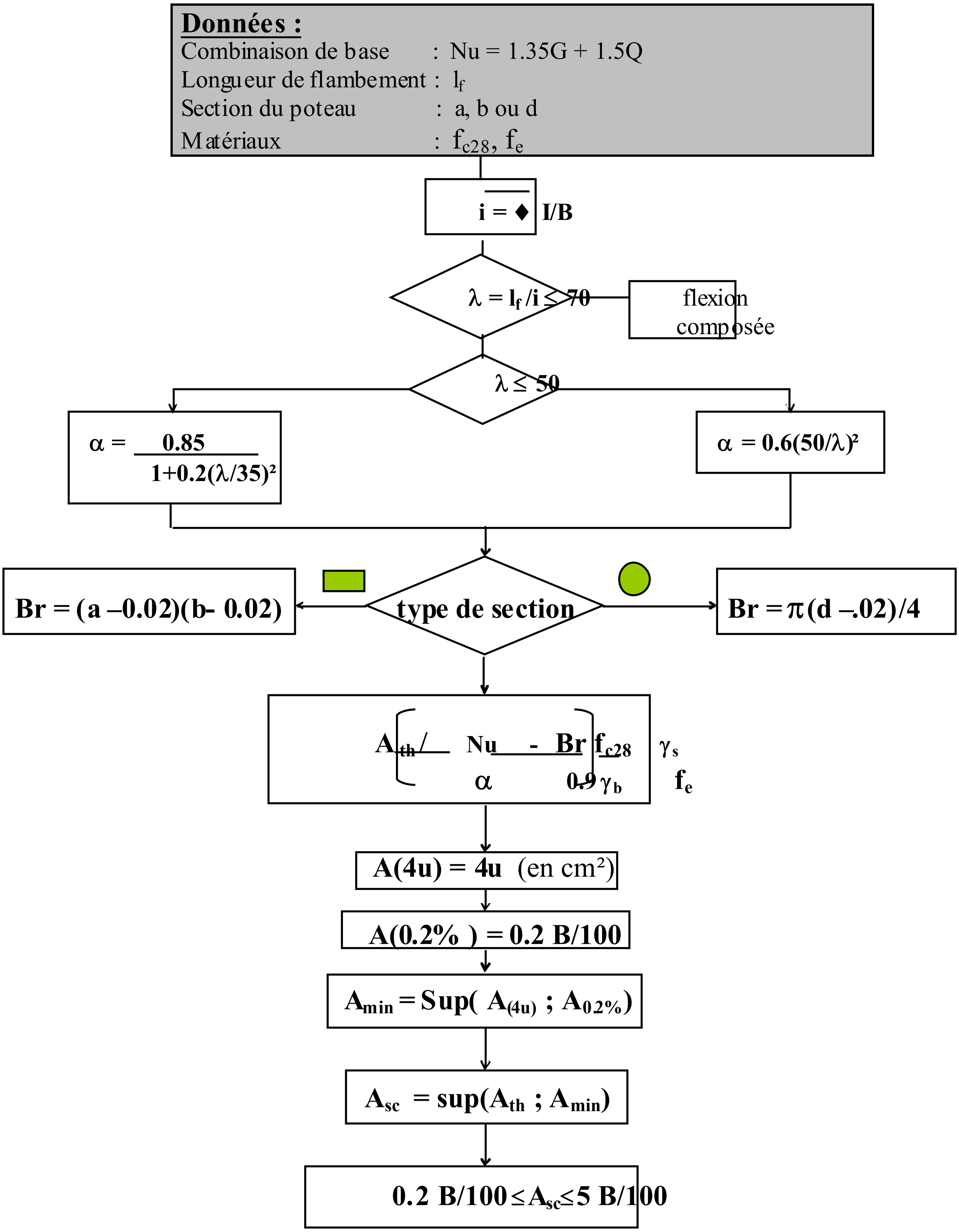
<u>Prise en compte des armatures longitudinales</u>

- Si $\lambda \leq 35$ toutes les barres longitudinales disposées dans la section sont prises en compte .
- Si $\lambda > 35$ Seules sont prises en compte les armatures qui augmentent la rigidité du poteau dans le plan de flambement.



POTEAUX

Compression centrée



Armatures transversales

$\Phi t \exists\ \Phi_{l\,max}/3$

Espacement des cadres

$t' inf(15\,\Phi_{lmin}\ ; 40\ cm\ ; a+10cm)$

CALCUL DES POTEAUX

EXERCICES

en compression simple

EXERCICE I

Soit à déterminer les armatures d'un poteau à section rectangulaire de 40330 cm soumis à un effort normal centré Nu=1800 KN.

Ce poteau fait partie de l'ossature d'un bâtiment à étages multiples, sa longueur de flambement a pour valeur lf=3m. Les armatures longitudinales sont en acier FeE400.

Le béton a pour résistance à la compression à 28j f_{c28}=25 Mpa.

La majorité des charges n'est appliquée qu'après 90 jours.

1. déterminer la section des armatures longitudinales et transversales ainsi que leur espacement.
2. Faites le choix des aciers et le schéma de ferraillage de la section transversale.

SOLUTION

1. Armatures longitudinales

$\lambda = 2(3)^{½}.300/30=34.64\ '50$

$\alpha = 0.85/[\ 1+ 0.2(\ 34.6/35)^2\ ] = 0.71$

$A_{th} / (1.8/0.71 - 0.1064 3 25/1.35)1.15/400=1.623.10^{-3}\,m^2$

$A_{th}=16.23\ cm^2$ soit 4 T 20+ 2 T 16 (16.58 cm²)

$A_{min} = max\ (4u\ ,0.2B/100)$

$4\ u = 4(0.4 + 0.3)3 2 = 5.6\ cm^2$

$0.2\ B/100 = 0.2 3 (40 3 30)/100 = 2.4\ cm^2$

$A_{min}=5.6\ cm^2$ d'ou **$A_{sc} = 16.23\ cm^2$**

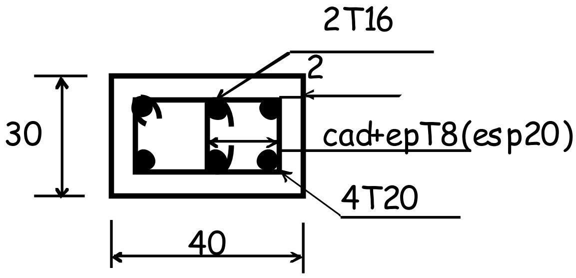
2. Armatures transversales

Øt ∃ Ølmax /3 =20/3 =6.66 mm on prend Øt=8 mm

t= min { 0.4 ; a+0.1 ; 15 Ølmin }

t= min { 40 cm ; 40 cm ; 1531.6=24 cm} on prend t=20 cm

c/ Ølmax=20mm⇒ c=2cm



EXERCICE II

Un poteau isolé de bâtiment industriel supporte un effort normal ultime de compression Nu=1.8 MN. Sa longueur libre est l0= 4.00m. Ce poteau est encastré en pied dans sa fondation et supposé articulé en tête.

Caractéristiques des matériaux :

Béton f_{c28}=25 Mpa

Acier FeE400

En supposant que l'élancement du poteau est voisin de λ = 35 et que la section du poteau est circulaire.

1. Déterminer les dimensions de la section.
2. Calculer le ferraillage complet du poteau et représenter la section transversale du poteau.

SOLUTION

1. Armatures longitudinales

Lf =l0/◷= 2.83m

λ = 4 lf/D_1 ⇒ D_1 = 432.83 /35= 0.32m

α =0.85/[1+ 0.2(35/35)^2] =0.708

Br/0.9 γ_b Nu/α. f_{c28} ⇒ Br/0.93 1.53 1.8/0.7083 25

Br /0.137m² ⇒ $D_2 = \sqrt{4.Br/\pi} + 0.02$

D_2 = 0.437 =0.44m ⇒ D= min(D_1 , D_2)=min(0.32,0.44)

Donc , on prend D=35 cm.

Calculons Br = π(D-0.02)²/4=0.085m²

A_{th} /(Nu/α –Br3 f_{c28} /0.9γ_b) γ_s /fe

A_{th} /(1.8/0.708 –0.0853 25/1.35)1.15/400=2.784.10^{-3}m²

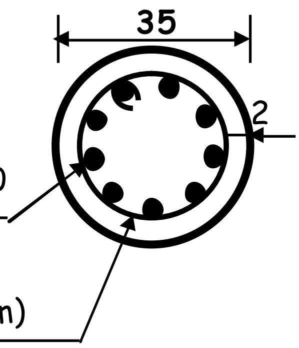
A_{th}=27.84 cm²

A_{min} = max (4u ,0.2B/100)

4 u = 4π3 0.35 =4.39 cm² ; 0.2 B/100= 0.23(π3 35²/4)/100 =1.92 cm²

A_{min} =4.4 cm² d'ou **A_{sc} =27.84 cm²** Soit 9H.A 20 (28.27cm²)

2. **Armatures transversales**



Øt ∃ Ølmax /3 =20/3 =6.66 mm on prend Øt=8 mm

t= min { 0.4 ; a+0.1 ; 15 Ølmin }

t= min { 40 cm ; 45 cm ; 1532=30 cm} on prend t=25 cm

c/ Ølmax=20mm⇒ c=2cm

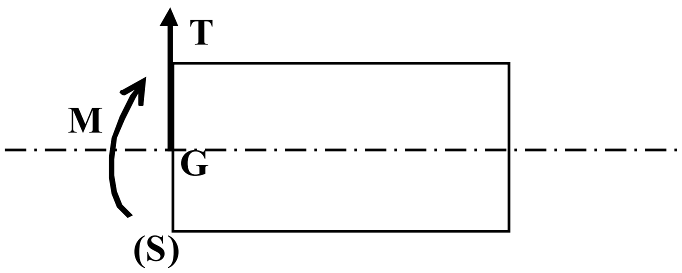
B- Déterminer la section des armatures des éléments sollicités en flexion simple (poutre et dalle)

FLEXION SIMPLE [E.L.U]

I – GENERALITES

Une poutre à plan moyen est sollicitée en FLEXION PLANE SIMPLE lorsque l'ensemble des forces ou couples appliqués à gauche d'une section droite est réductible, au centre de gravité G de (S) à :

- Un couple de moment M (moment fléchissant)
- Une force T située dans le plan de S (effort tranchant)



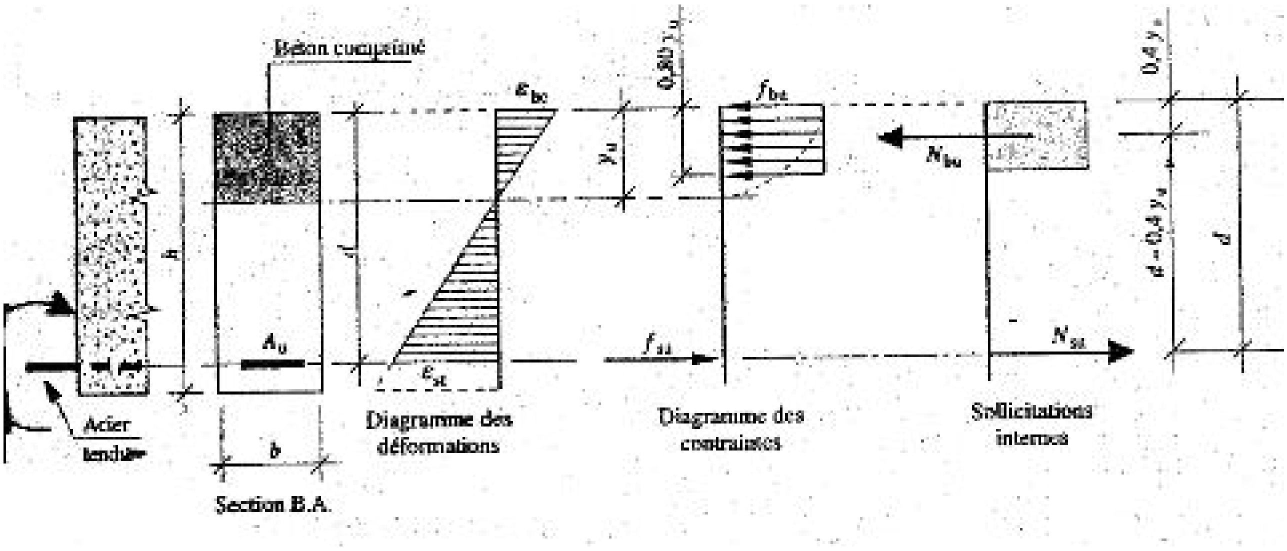
Les moments fléchissants sont donnés en valeur algébrique; dans les calculs, nous ne considérons que la valeur absolue sachant que :

- **M > 0** compression en haut, traction en bas.
- **M < 0** compression en bas, traction en haut.

Les formules et méthodes de calcul des moments fléchissants et efforts tranchants sont enseignées dans le cours de résistance des matériaux.

II – SECTION RECTANGULAIRE SANS ACIERS COMPRIMES

Considérons la section rectangulaire représentée sur la figure, cette section est soumise à un moment ultime de flexion simple M_u ($M_u > 0$).
Sous l'effet du moment M_u correspond un diagramme des déformations et un diagramme des contraintes.



1. Moment ultime réduit μ_u

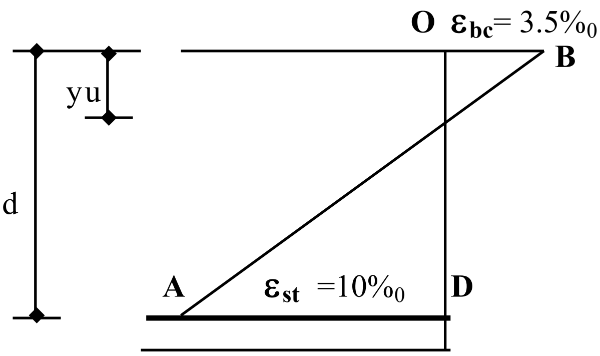
Nous appellerons moment ultime réduit μ_u la quantité suivante :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b\ d^2 f_{bu}}$$

Le diagramme idéal pour une poutre en flexion est celui pour lequel les limites mécaniques des matériaux sont atteintes.

- Raccourcissement unitaire maximum de béton de 3.5‰
- Allongement unitaire maximum de l'acier de 10‰

OD l'image de la section avant déformation
AB l'image de la section après déformation



Dans cette situation idéale : les déformations des matériaux étant connues, les paramètres α et μ_u sont connus :

$$\frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{st}} = \frac{3.5}{13.5} = \frac{y_u}{d} = \alpha_u = 0.259$$

$$\alpha_u = 0.259$$

μ_u est aussi égal à : $\mu_u = 0.8\,\alpha_u\,(1 - 0.4\,\alpha_u)$

En remplaçant α_u par sa valeur :

$\mu_u = 0.8\,\alpha_u\,(1 - 0.4\,\alpha_u) = 0.186$

$$\mu_u = 0.186$$

μ_u s'exprime également par une équation du second degré en α, qui une fois résolue nous donne :

$$\alpha_u = 1.25\,(1 - \sqrt{1 - 2\,\mu_u}\,)$$

2. Vérification de la valeur du moment ultime réduit μ_u

Selon la valeur du moment ultime réduit μ_u , la section sera armée soit uniquement par **des armatures tendues**, soit par **des armatures tendues et comprimées**.
On a donc 3 cas qui se présentent :

a) 1er cas

$\mu_u \leq 0.186$ (section armée par **des armatures tendues)**
$\varepsilon_{st} = 10‰$
$\varepsilon_{bc} = 3.5‰$

- Calculer α : $\alpha = 1.25\,(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\,)$
- Calculer Z : $Z = d\,(1 - 0.4\,\alpha)$
- Calculer A_S :

$$A_S = \frac{M_u \cdot \gamma_s}{Z \cdot f_e}$$

A_S en m^2
M_u en MN.m
Z en m
f_e en Mpa

- Vérifier la condition de non fragilité :

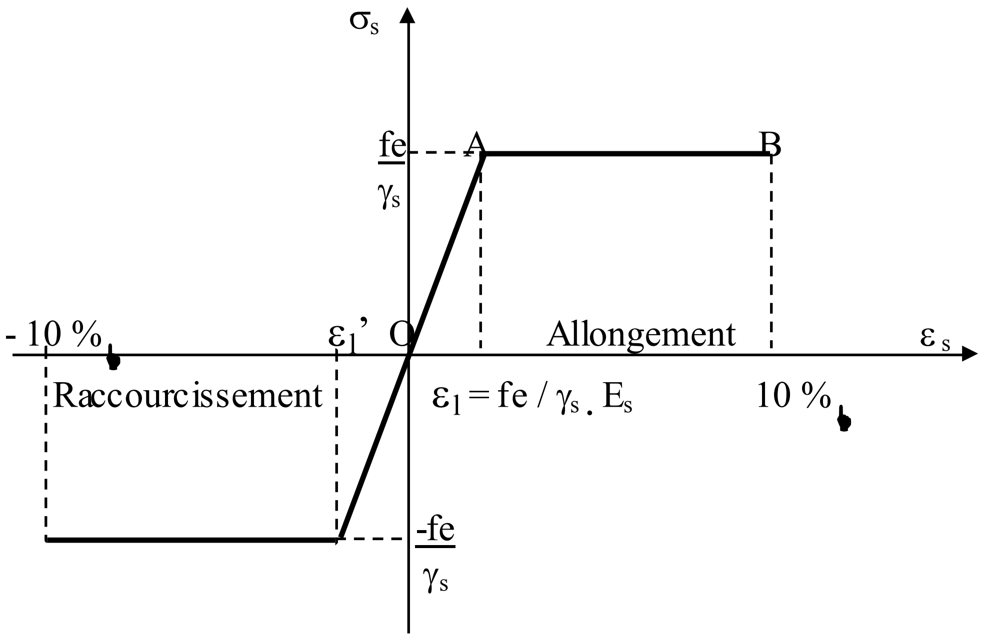
$$A_S \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d$$

b) 2ème cas

$0.186 < \mu_u \leq \mu_l$ (section armée par **des armatures tendues)**

$\varepsilon_{bc} = 3.5\%_0$
$\varepsilon_l \leq \varepsilon_{st} < 10\%_0$

Au point de vue économique ε_{st} ne doit pas être inférieur à une certaine **valeur limite** que nous désignerons par ε_l



A cette valeur ε_l correspond des valeurs limites αl et μ_l

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\,\varepsilon_{sl}} \qquad \mu_l = 0.8\,\alpha_l\,(1 - 0.4\,\alpha_l)$$

Exemple 1 : calculons les valeurs de ε_l, α_l, μ_l pour l'acier FeE400 type1, 3, 4

$$1000\,\varepsilon_l = f_e / 200\,\gamma_s = 400 / 200 \times 1.15 = 1.739$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\,\varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000\,\varepsilon_l} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8\,\alpha_l(1 - 0.4\,\alpha_l) = 0.8 \times 0.688\,(1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\boxed{\mu_l = 0.392}$$

Exemple 2 : Acier écroui FeE400 de type 2

$$\varepsilon_{st} = \sigma_s / E_s + 0.823\,(1.15\,\sigma_s / f_e - 0.7)^5$$
$$\varepsilon_l = 3.8\ \text{‰}$$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_l} = 0.48$$

$$\mu_l = 0.8\,\alpha_l\,(1 - 0.4\,\alpha_l) = 0.31$$

$$\boxed{\mu_l = 0.31}$$

Il faut remarquer, que les grandeurs ε_l, μ_l, α_l seront définies entièrement par le type et la nuance d'acier choisi.
donc si $\mu_u \le \mu_l$ **la section sera armée uniquement par des armatures tendues** et la section d'aciers sera déterminée comme précédemment.

- **Calculer α : $\alpha = 1.25\,(1 - \sqrt{1 - 2\,\mu})$**
- **Calculer Z : $Z = d(1 - 0.4\alpha)$**
- **Calculer As :**

$$\boxed{A_S = \frac{M_u \cdot \gamma_s}{Z \cdot f_e}}$$

- **Vérifier la condition de non fragilité:**

$$A_S \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d$$

c) 3ème cas

$\mu_u > \mu_l$ **(la section sera armée par des armatures comprimées.)**

$\varepsilon_{bc} = 3.5‰$

$\varepsilon_{st} = \varepsilon_l$

II – SECTION RECTANGULAIRE AVEC ACIERS COMPRIMES

Lorsqu'une section rectangulaire, dont les dimensions sont imposées est soumise à un moment M_u , supérieur à celui que peut équilibrer la section ne comportant que des armatures tendues, la partie comprimée de cette section sera renforcée en y disposant des armatures qui seront évidemment comprimées.

$\mu_u > \mu_l$ **(Armatures doubles)**

$\varepsilon_{bc} = 3.5‰$

$\varepsilon_{st} = \varepsilon_l$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1- 2 \mu})$

$Z = d (1- 0.4\alpha)$

$$\varepsilon_{sc} = (3.5\ 10^{-3} + \varepsilon_l) \left(\frac{d - d'}{d}\right) - \varepsilon_l$$

1. Moment résistant du béton

Le moment résistant du béton, est le moment ultime qui peut équilibrer la section sans lui adjoindre des armatures comprimées.

$$M_R = \mu_l .\ b .\ d^2 .\ f_{bu}$$

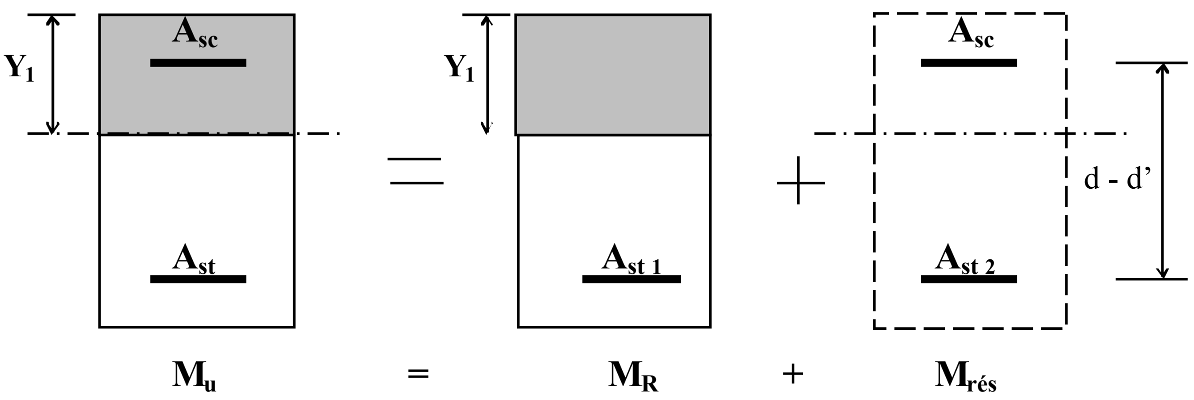
2. Moment résiduel

Le moment résiduel, est la différence entre le moment ultime sollicitant la section et le moment résistant du béton.

$$M_{rés} = M_u - M_R$$

Ce moment de flexion équilibré par les armatures comprimées doit être inférieur à 40% du moment total :

$M_{rés} \leq 0.4\, M_u$ **Si $M_{rés} > 0.4 M_u$ (redimensionner la poutre)**



Pour équilibrer M_R

$Z = d(1 - 0.4\alpha)$
$\sigma_{st} = f_e / 1.15$

La section d'acier :

$$A_{St\,1} = \frac{M_R}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

Section d'acier tendu

Pour équilibrer $M_{rés}$

- Bras de levier du couple interne (d – d’)
- La contrainte de travail des armatures tendues $\sigma_{st} = f_e / 1.15$
- La contrainte de travail des armatures comprimées σ_{sc} est celle correspondant au raccourcissement unitaire ε_{sc}

$$A_{St\,2} = \frac{M_{rés}}{(d - d') \cdot \sigma_{st}}$$

Section d’acier tendu

$$A_{SC} = \frac{M_{rés}}{(d - d') \cdot \sigma_{sc}}$$

Section d’acier comprimé

La section totale d’acier tendu sera :

$$A_{st} = A_{st\,1} + A_{st\,2}$$

Vérifier la condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{t\,28}}{f_e} b.d$$

EFFORT TRANCHANT

JUSTIFICATIONS ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

III. Sollicitation de calcul

La sollicitation d'effort tranchant V_u est toujours déterminée à l'état limite ultime (E.L.U).
La combinaison de base dans les cas courants pour calculer V_u est :

$$\mathbf{1.35G + 1.5Q}$$

IV. Contrainte tangentielle conventionnelle

Pour calculer la contrainte de cisaillement ou contrainte tangente, on applique l'expression suivante :

$$\tau_u = V_u / b.d$$

V_u : effort tranchant en MN
τ_u : contrainte tangentielle en Mpa
b,d : en m

La contrainte tangentielle conventionnelle doit satisfaire aux états limites suivants :

- **Armatures droites ($\alpha = \pi/2$)**

- fissuration peu nuisible $\quad \tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b} \; ; \; 5 \text{ Mpa}\right)$

- fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\quad \tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \; ; \; 4 \text{ Mpa}\right)$

- **Armatures inclinées à ($\alpha = \pi/4$)**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.27 f_{c28}}{\gamma_b} \; ; \; 7\text{Mpa}\right)$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il convient de revoir les dimensions de la poutre et notamment sa largeur.

V. Dimension des armatures transversales

Choisir le diamètre de l'armature transversale

$$\phi_t \leq \min\left(h/35 \; ; \phi_{l\,min} \; ; b/10 \right)$$

ϕ_t: diamètre des armatures transversales
$\phi_{l\,min}$: diamètre minimal des armatures longitudinales
h : hauteur totale de la poutre.
b : largeur de la poutre.

VI. Espacement maximum des cours d'armatures

$$St_{max} \leq \min\left(0.9d \; ; 0.40m \; ; \frac{A_t . f_e}{0.4\, b} \right)$$

A_t : section d'un cours d'armatures transversale en m²
f_e : en MPa
b, d : en m

VII. Espacement des armatures transversales

$$St \leq \frac{0.9.\, A_t . f_e}{\gamma_s . b\, (\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}$$

$A_t = n\, A_i$ avec :
- A_i : section d'une branche verticale en cm²
- n : nombre de branches verticales
- A_t : section totale d'un cours d'armatures transversales en m²

f_e ; f_{c28} ; τ_u en MPa avec f_{t28} plafonnée à **3.3 MPa**.
b ; St en m.

Avec :
- k = 0 si
  - Reprise de bétonnage
  - fissuration très préjudiciable
- k = 1 si
  - cas de flexion simple
  - sans reprise de bétonnage
  - ou reprise avec indentation / 5 mm

VIII. Répartition des armatures transversales

Deux cas peuvent se présenter :

1) $St > St_{max}$

- placer le 1[er] cours d'armature transversale à une distance du nu de l'appui égale à **$St_{max}/2$**.
- disposer les autres cours d'armature à une distance **constante** égale à St_{max}.

2) $St < St_{max}$

- placer le 1[er] cours d'armature transversale à une distance du nu de l'appui égale à **$St/2$**.
- effectuer la répartition des cours en appliquant la progression de **CAQUOT** définie par les valeurs :
  7 – 8 – 9 – 10 – 11 – 13 – 16 – 20 – 25 – 30 – 35 – 40 .
- Répéter chacune des valeurs de la progression autant de fois qu'il y a de mètres dans la demi-portée.

N.B : Retenir toujours les valeurs minimales de St.
La répartition des cours d'armatures transversales s'effectue en partant des appuis vers le milieu de la poutre. L'espace restant entre les deux derniers cours doit être inférieur ou au plus égal à St_{max}.
Cet espace n'est généralement pas coté sur les plans.

FLEXION SIMPLE E.L.S

Les éléments de structure en béton armé, soumis à un moment de flexion simple sont généralement calculés à l'état limite de service dans les cas suivants :

- Fissuration préjudiciable .
- Fissuration très préjudiciable.

Les vérifications à effectuer concernant les états limites de service vis à vis de la durabilité de la structure conduit à s'assurer du non-dépassement des contraintes limites de calcul à l'E.L.S :

- Compression du béton
- Traction des aciers suivant le cas de fissuration envisagé (état limite d'ouverture des fissures).

1. Contraintes de calcul (à l'E.L.S)

- **Contrainte de compression du béton limitée à :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6\ f_{cj}$$

- **Contrainte de traction des aciers limitée suivant les cas de fissuration :**

  - fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} = \inf\left(2/3\ f_e\ ;\ 110\ \sqrt{\eta.ftj}\right)$$

  - fissuration très préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} = \inf\left(1/2\ f_e\ ;\ 90\ \sqrt{\eta.ftj}\right)$$

où η **:** coefficient de fissuration de l'acier utilisé

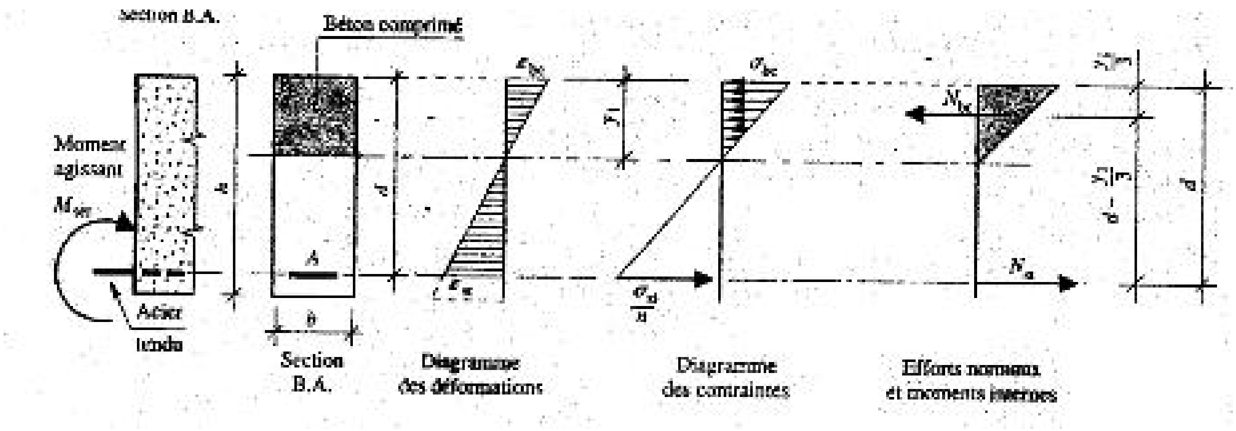
η **= 1** pour aciers ronds lisses

η **= 1.6** pour aciers haute-adhérence $\geq$ 6 mm.

2. Détermination des armatures

a) Section rectangulaire sans armatures comprimées

On considère une section rectangulaire courante d'une poutre soumise à un moment de flexion simple .

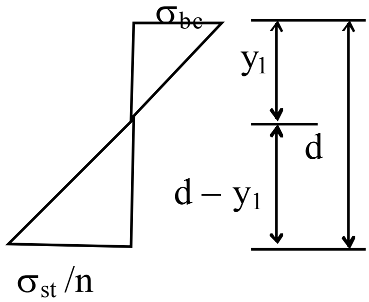


a.1) <u>Moment résistant du béton :</u> M_{rsb}

C'est le moment de service maximum que peut équilibrer une section sans lui adjoindre des armatures comprimées. Les matériaux ont alors atteint leurs contraintes admissibles.

$\alpha = y_1 / d$

$$\frac{\sigma_{bc}}{\frac{\sigma_{st}}{n}} = \frac{y_1}{d - y_1}$$



d'où
$$\alpha = \frac{n\sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$$

Remarque : Lorsque l'E.L.S est atteint. Les contraintes sont alors égales à leurs valeurs admissibles.

$$\sigma_{bc} = \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \overline{\sigma_{st}}$$

Dans ce cas nous pouvons calculer :

$n\ \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\alpha} = \frac{}{n\,\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}}$$

- La position de la fibre neutre $y = \overline{\alpha} \cdot d$
- Le bras de levier $Z = d - y_1 / 3 = d\,(1 - \overline{\alpha} / 3)$

D' où $M_{rsb} = \frac{1}{2}\, b\, y_1\, \overline{\sigma_{bc}} . Z$

La comparaison de ce moment résistant avec le moment de service doit nous permettre de choisir entre un système **d'armature simple**, ou **d'armatures doubles.**

a.2) $M_{ser} \leq M_{rsb}$: armature simple

Dans ce cas nous pouvons nous fixer : $\alpha = \overline{\alpha}$
nous obtenons des résultats approchés satisfaisants.

$$Z = d\,(1 - \overline{\alpha} / 3)$$

D'où

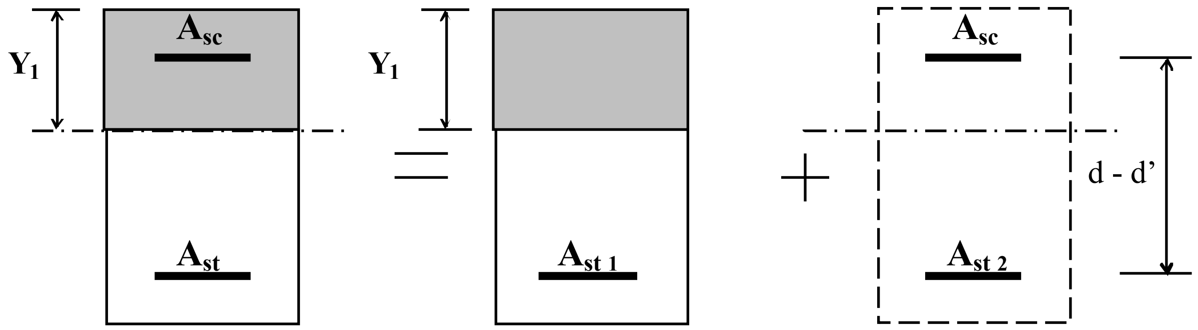
$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \overline{\sigma_{st}}}$$

N.B: S'assurer du respect de la condition de non fragilité :
$A_{ser} \geq A_{min}$

b) Section rectangulaire avec armatures comprimées

b.1) $M_{ser} > M_{rsb}$: armature double

Dans ce cas nous déterminons une section d'acier tendu $A_{st\,1}$ capable d'équilibrer le moment résistant du béton, puis une section d'acier tendu $A_{st\,2}$ et une section d'acier comprimé A_{sc} capables d'équilibrer le complément de moment pour atteindre M_{ser}.



M_{ser} = M_{rsb} + $(M_{ser} - M_{rsb})$

b.2) <u>Section d'acier tendu</u>

$$A_{st\,1} = \frac{M_{rsb}}{Z \cdot \overline{\sigma}_{st}}$$

Nous connaissons :

$$\overline{\alpha} = \frac{n\overline{\sigma}_{bc}}{n\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \quad ; \quad y_1 = \overline{\alpha} \cdot d$$

et

$$Z = d\,(1 - \overline{\alpha}\ /3\ )$$

$A_{st\,2}$ doit équilibrer un moment $(M_{ser} - M_{rsb})$ dans cette section le bras de levier est **(d – d')**

$$A_{st\,2} = \frac{M_{ser} - M_{rsb}}{(d - d') \cdot \overline{\sigma}_{st}}$$

d'où

$$A_{st} = \frac{1}{\overline{\sigma}_{st}} \left(\frac{M_{rsb}}{Z} + \frac{M_{ser} - M_{rsb}}{(d - d')} \right)$$

b.3) Section d'acier comprimé

A_{sc} doit équilibrer un moment $(M_{ser} - M_{rsb})$ le bras de levier est $(d - d')$

D'où
$$A_{sc} = \frac{M_{ser} - M_{rsb}}{(d - d') \cdot \sigma_{sc}}$$

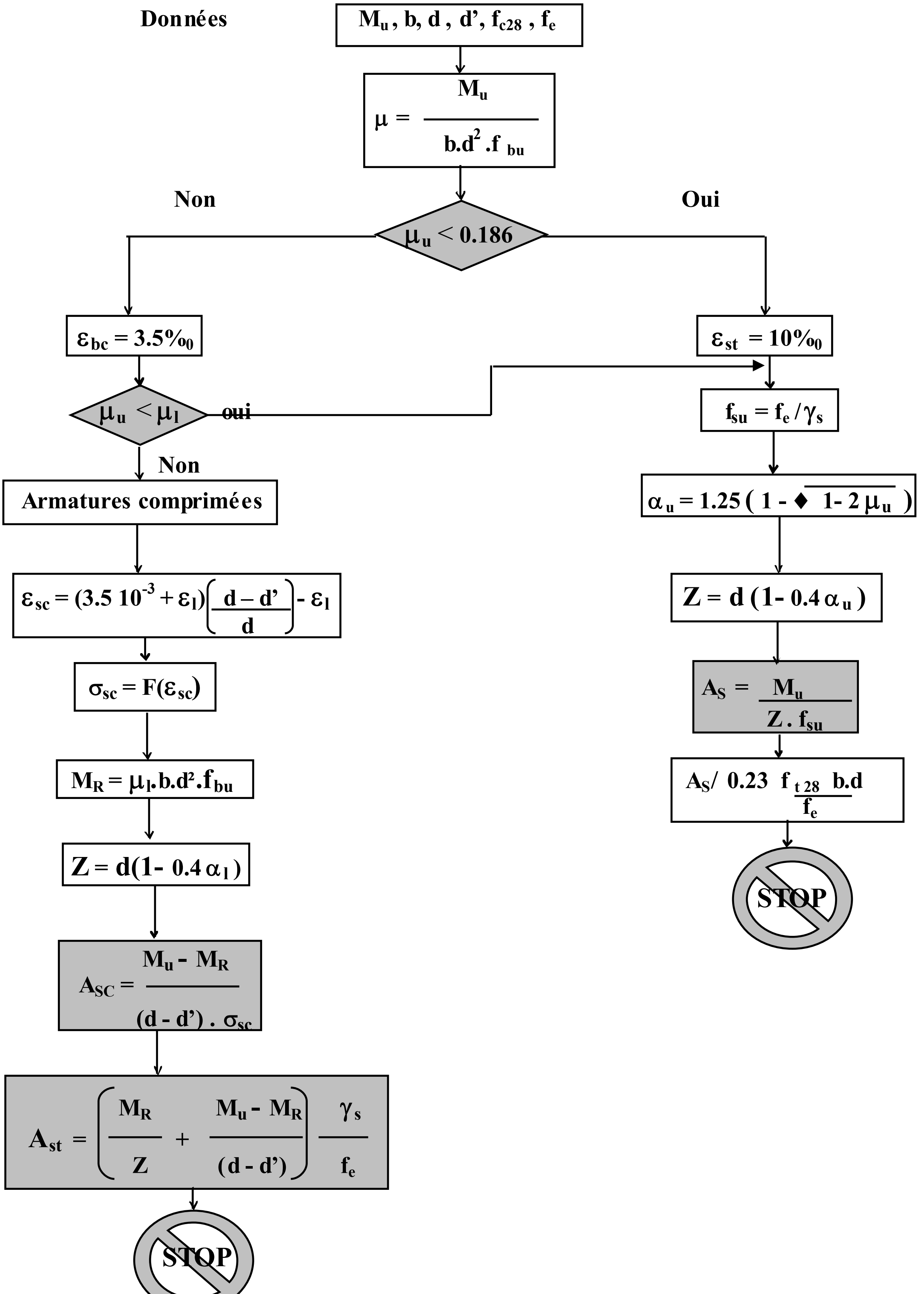
σ_{sc} est la contrainte de travail de la section d'acier comprimé.
Elle dépend de la position des armatures dans la section.

$$\sigma_{sc} = \frac{n\overline{\sigma}_{bc}(y_1 - d')}{y_1}$$

d' : enrobage supérieur
avec $y_1 = \overline{\alpha} \cdot d$

FLEXION SIMPLE (E.L.U)

SECTION RECTANGULAIRE



FLEXION SIMPLE (E.L.S)

SECTION RECTANGULAIRE

Données : M_{ser}, b, d, d', f_{c28}, f_e

$$\overline{\alpha} = \frac{n\overline{\sigma_{bc}}}{n\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}}$$

$$y_1 = \overline{\alpha} \,.\, d$$

$$Z = d\,(1 - \overline{\alpha}/3)$$

$$M_{rsb} = \tfrac{1}{2}\, b\, y_1\, \overline{\sigma_{bc}} . Z$$

$M_{ser} \leq M_{rsb}$?

Oui :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \,.\, \overline{\sigma_{st}}}$$

$$A_S \geq 0.23\, \frac{f_{t28}\; b.d}{f_e}$$

STOP

Non :

$$\sigma_{sc} = \frac{n\overline{\sigma_{bc}}\,(y_1 - d')}{y_1}$$

$$A_{sc} = \frac{M_{ser} - M_{rsb}}{(d - d') \,.\, \sigma_{sc}}$$

$$A_{st} = \left(\frac{M_{rsb}}{Z} + \frac{M_{ser} - M_{rsb}}{(d - d')} \right) \frac{1}{\overline{\sigma_{st}}}$$

STOP

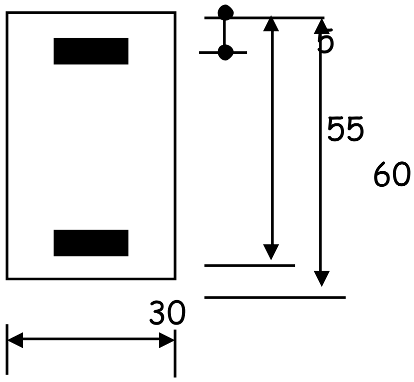
EXERCICES

Exercice I :

Soit à déterminer les sections d'armatures à placer dans la section rectangulaire ci-contre réalisée en béton armé de résistance à la compression à 28 jours f_{c28}=25 Mpa, armée par des aciers HA feE500 et soumise successivement aux

0.193 ; 0.284 et 0.530 MNm.

Paramètres de calcul



b=0.3m ; h=0.6m ; d=0.55m ; d'=0.05m

fc28=25Mpa; fbu=14.2MPA ; fe=500MPa

μl =?

εl = 500/200x1.15= **2.174**

αl =3.5/(3.5+2.174)=**0.6168**

μl =0.8x0.6168(1-0.4x0.6168)=**0.371**

μl =**0.371**

σ_{sc} **= fe/1.15= 500/1.15=435 Mpa**

SOLUTION

	N⁰1	N⁰2	N⁰3
Mu(MNm)	0.193	0.284	0.530
μ=Mu/b.d².fbc	0.150	0.220	0.411
Cas	μ < 0.186 pivot A	0.186< μ < μl pivotB sans Asc	μ > μl pivotB avec Asc
α	0.2	0.314	αl=0.617
Z	0.506m	0.48	0.414
Ast	8.8 cm²	13.58cm²	28.94 cm²
Asc			2.39 cm²

ExerciceII

Considérons une poutre de section 30x60 l'enrobage est de 5 cm. Elle est soumise à un moment $M_{ser} = 0.2$ m.MN. Le béton a une résistance caractéristique $f_{c28} = 20$ MPa. L'acier a une limite élastique $f_e = 400$ MPa.
La fissuration est préjudiciable. Calculer les armatures.

* Contraintes admissibles

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \inf\left(2/3\, f_e \,;\; 110 \sqrt{\eta . ftj} \right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \inf\left(2/3(400) \,;\; 110 \sqrt{1.6(1.8)} \right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \inf\left(266.67 \,;\; 186.67 \right)$$

d'où $\boxed{\overline{\sigma_{st}} = 186.67 \text{ Mpa} \cong 187 \text{ Mpa}}$

* Moment résistant du béton

$$\overline{\alpha} = \frac{n\overline{\sigma_{bc}}}{n\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} = \frac{15 \text{ x } 12}{(15\text{x}12) + 187} = 0.49$$

$Z = d\,(1 - \overline{\alpha}/3) = 0.55(1 - 0.49/3) = 0.46\text{m}$
et $y_1 = \overline{\alpha}\,.\,d = 0.49 \text{ x } 0.55 = 0.27\text{m}$

d'où $M_{rsb} = ½\, b\, y_1\, \overline{\sigma_{bc}}.Z = ½\,(0.3\text{x } 0.27 \text{ x}12 \text{ x}0.46) = 0.223\text{m.MN}$
$M_{ser} = 0.2\text{m.MN}$ **M_{ser}′ M_{rsb} ⇒ Armatures simples**

* Section d'acier

$\overline{\alpha} = 0.49$ $Z = 0.46\text{m}$

D'où $$\mathbf{A_{ser}} = \frac{\mathbf{M_{ser}}}{\mathbf{Z\,.\,\overline{\sigma_{st}}}} = \frac{0.2}{0.46 \text{ x } 187} = 2.325.10^{-3}\text{m}^2$$

$\boxed{\mathbf{A_{ser} = 23.25\ cm^2}}$

A_{min}/ $\mathbf{0.23\ \frac{f_{t28}}{f_e}\ b.d = 1.7cm^2}$

$\mathbf{A_{ser} > A_{min}}$ donc c'est bon

Exercice III

La section précédente est cette fois soumise à un moment de service $M_{ser} = 0.3$ m.MN.
Déterminer les armatures. On donne d' = 5cm.

* **Moment résistant du béton**

$M_{rsb} = 0.223$m.MN donc $\mathbf{M_{ser} > M_{rsb} \Rightarrow}$ **Armatures doubles**

* **Section d'acier comprimé**

$$\sigma_{sc} = \frac{n\overline{\sigma}_{bc}\,(y_1 - d')}{y_1} = \frac{15 \times 12(0.27 - 0.05)}{0.27} = \mathbf{146.67}$$

$\mathbf{\sigma_{sc} = 147\ MPa}$

$$\text{D'où} \quad A_{sc} = \frac{M_{ser} - M_{rsb}}{(d - d')\,.\,\sigma_{sc}} = \frac{0.3 - 0.223}{(0.55 - 0.5).147} = \mathbf{1.05\ 10^{-3}}$$

$\mathbf{A_{sc} = 10.5\ cm^2}$

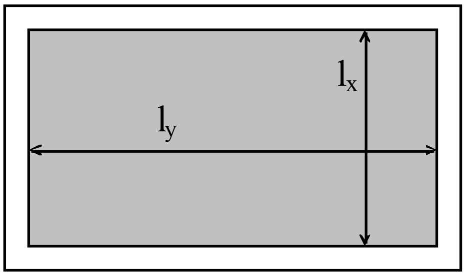
* **Section d'acier tendu**

$$A_{st} = \left(\frac{M_{rsb}}{Z} + \frac{M_{ser} - M_{rsb}}{(d - d')}\right)\frac{1}{\overline{\sigma}_{st}} = \left(\frac{0.223}{0.46} + \frac{0.3 - 0.223}{(0.55 - 0.05)}\right)\frac{1}{187} = \mathbf{34.15\ cm^2}$$

$\mathbf{A_{st} = 34.15\ cm^2}$

CALCUL DES DALLES

1. **Calculer :** $\rho = l_x / l_y$



   - Si $\rho < 0.40 \Rightarrow$ la dalle porte dans un seul sens : **le sens de l_x**

   - Si $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle porte dans deux sens : **le sens de l_x et de l_y**

2. **Déterminer l'épaisseur de la dalle**

$$\frac{h}{l_x} \geq \begin{cases} 1/20 \text{ dalle sur appuis simples} \\ 1/30 \text{ dalle continue avec } \rho < 0.40 \\ 1/40 \text{ dalle continue avec } 0.4 \leq \rho \leq 1 \end{cases}$$

A- dalle portant dans un seul sens : $\rho < 0.40$

3. **Calculer les charges au m²**
   - Charges permanentes : G
   - Charges d'exploitation : Q

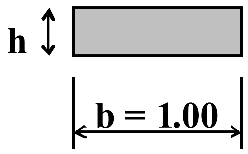
4. **Calculer les combinaisons d'actions**
   - à l'E.L.U $\Rightarrow$ $p_u = 1.35G + 1.50Q$
   - à l'E.L.S $\Rightarrow$ $p_{ser} = G + Q$

5. **Calculer les sollicitations**
   - à l'E.L.U $\Rightarrow$ $M_u = \frac{p_u l^2}{8}$; $V_u = \frac{p_u l}{2}$
   - à l'E.L.S $\Rightarrow$ $M_{ser} = \frac{p_{ser} l^2}{8}$

6. **Calculer l'armature de la dalle**

   a. **évaluer d** (hauteur utile) : d = h-3 à 6 cm (suivant l'enrobage)
   b. **Calculer μ :**

$\mu = \dfrac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$



M_u en MN.m /m
B et d en m
f_{bu} en MPa

c. <u>Calculer α</u> :

Si μ < **0.392 ⇒ α = 1.25(1 -** $\sqrt{1-2\mu}$ **)**

d. <u>Calculer Z</u> :

Z = d (1 - 0.4 α)

e. <u>Calculer A_s</u>

$A_s = \dfrac{M_u}{Zf_{su}}$

A_s : en m²/m

M_u en MN.m /m

Z en m

F_{su} en MPa

f. <u>Vérifier la condition de non fragilité</u>

$A_s \geq 0.23 \dfrac{f_{t28}}{f_e} bd$

g. <u>Calculer la section des aciers de répartition</u>

$A_{sr} = \dfrac{A_s}{4}$ **<u>pour une dalle portant dans un seul sens</u>**

h. <u>Vérifier la section d'acier vis-à-vis du pourcentage minimal</u>

$\left.\begin{array}{l} A_s \geq \\ \\ A_{sr} \geq \end{array}\right\} A_{s\,min} = \dfrac{0.8}{1000} bd$ **pour acier f_eE400**

i. <u>Ecartement des barres</u>

♣ **Cas de fissuration peu nuisible**

- <u>Sens porteur</u>
  $S_t \leq$ min (3h ; 33 cm)

- <u>Sens de répartition ou le moins porteur</u>
  $S_t \leq$ min (4h ; 45 cm)

- ♣ **Cas de fissuration préjudiciable**
  $S_t \leq$ min (2h ; 25 cm) dans les deux sens
- ♣ **Cas de fissuration très préjudiciable**
  $S_t \leq$ min (1.5h ; 20 cm) dans les deux sens

B- <u>dalle portant dans les deux sens</u> : $0.4 \leq \rho \leq 1$

1°- 2°- 3°- 4° sont les mêmes que pour une dalle portant dans un seul sens

5. <u>Calculer les sollicitations :</u>

- à l'E.L.U ($\nu = 0$) $\Rightarrow$ $\begin{cases} M_{ux} = \mu_x \, p_u \, l_x^2 \\ M_{uy} = \mu_y . M_{ux} \end{cases}$

- à l'E.L.S ($\nu = 0.20$) $\Rightarrow$ $\begin{cases} M_{ser\,x} = \mu_x \, p_{ser} \, l_x^2 \\ M_{ser\,y} = \mu_y . M_{ser\,x} \end{cases}$

<u>N.B</u> : μ_x et μ_y sont donnés dans un tableau en fonction de ρ et de ν

6. <u>Calculer l'armature de la dalle</u>

a. <u>Evaluer d</u> :
d =h – 3 à 6 cm

b. <u>Calculer</u> μ

$$\mu_x = \frac{M_{ux}}{bd^2 f_{bu}} \quad ; \quad \mu_y = \mu_x \frac{M_{uy}}{M_{ux}}$$

c. <u>Calculer α</u>

$$\alpha_x = 1.25(1 - \sqrt{1-2\mu_x}) \quad ; \quad \alpha_y = 1.25(1 - \sqrt{1-2\mu_y})$$

d. <u>Calculer Z :</u>

$$Z_x = d(1 - 0.4\,\alpha_x) \quad ; \quad Z_y = d(1 - 0.4\,\alpha_y)$$

e. <u>Calculer A_s :</u>

$$A_{sx} = \frac{M_{ux}}{Z f_{su}} \quad ; \quad A_{sy} = \frac{M_{uy}}{Z f_{su}}$$

Armatures parallèles à x **armatures parallèles à y**

f. **Vérifier la condition de non fragilité :**

$$\left.\begin{array}{l} A_{sx} \geq \\ \\ A_{sy} \geq \end{array}\right\} 0.23\frac{f_{t28}}{f_e}bd$$

C- Calcul des aciers supérieurs (armatures de chapeaux)

1. **Calculer le moment sur appui**
   $M_uA_x = 0.15\ M_{ux}$
   $M_uA_y = 0.15\ M_{uy}$

2. **Evaluer d :**
   d =h – 3 à 6 cm
3. **Calculer** μ

   $$\mu = \frac{M_u A}{bd^2 f_{bu}}$$

   Calculer α
   $\alpha = 1.25\ (1 - \sqrt{1-2\mu})$
   Calculer Z :
   $Z = d\ (1 - 0.4\ \alpha)$

4. **Calculer A_s :**

$$A_s = \frac{M}{Zf_{su}}$$

Ou bien faire

$A_sf_x = 0.15\ A_{sx}$
$A_sf_y = 0.15\ A_{sy}$

C- Dimensionner et armer les fondations

CALCUL DES SEMELLES DE FONDATIONS

Les fondations répartissent les charges d'un ouvrage sur le sol de façon à ce que la charge totale sur le sol soit inférieure ou égale à son taux de travail maximum.

$$\sigma_{sol} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

Le choix à faire entre les différents types de fondations dépend essentiellement de la contrainte admissible sur le sol.

Tableau indicatif des contraintes admises pur le sol

NATURE DU SOL	$\overline{\sigma}_{sol}$ (MPA)
Roches peu fissurée saines	0.75 à 4.5
Terrains non cohérents à bonne compacité	0.35 à 0.75
Terrains non cohérent à compacité moyenne	0.20 à 0.40
Argiles	0.10 à 0.30

1. Hypothèses de calcul

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leurs dimensions extérieures et à l'état limite ultime de résistance ou à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

2. Dimensionnement d'une semelle sous un mur

- Seule la largeur est à déterminer, la longueur étant celle du mur à supporter.
- Les charges à l'état limite ultime de résistance et de service à la base du mur sont calculées par mètre linéaire de mur.
- La contrainte du sol est supposée uniformément répartie et doit vérifier la condition de résistance suivante :

$$\sigma_{sol} = \frac{Q_{ser}}{A} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad \text{d'où} \quad \mathbf{A \geq Q_{ser} / \overline{\sigma}_{sol}}$$

Avec
- $\mathbf{Q_{ser}}$: charge de service en MN / ml
- **A** : largeur de la semelle en m
- $\overline{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible du sol en Mpa

- La hauteur utile « **d** » doit vérifier la condition suivante :

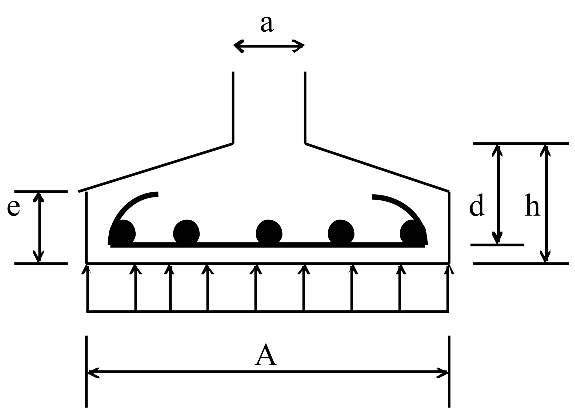
$$d > \frac{A - a}{4}$$

- La hauteur **h** de la semelle est égale à :
  h = d+5 cm
- La section d'acier à disposer transversalement et à répartir par mètre de semelle est :

Aux ELU : $$\mathbf{As/\,ml \geq \frac{Q_u(A-a)}{8\ d\ f_e/\gamma_s}}$$

Aux ELS : $$\mathbf{As/\,ml \geq \frac{Q_{ser}(A-a)}{8\ d\ \overline{\sigma}_{st}}}$$

Q_u ou Q_{ser} en MN
A, a, d en m
F_e, $\overline{\sigma}_{st}$ (contrainte de traction de l'acier) en Mpa
A_s : section d'acier en cm²/ml



Contraintes limites de traction des aciers

Cas	Conditions particulières	Contraintes limites de traction (en MPa)
Fissuration peu préjudiciable	Locaux couverts et clos non soumis à condensations	$\sigma_{st} \leq f_e$
Fissuration préjudiciable	Coefficient de fissuration (symbole) : η $\eta = 1$ pour ronds lisses $\eta = 1{,}6$ pour aciers HA diamètre ≥ 6 mm $\eta = 1{,}3$ pour aciers HA si diamètre < 6 mm (*)	$\overline{\sigma_{st}} = \inf\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta\, f_{tj}}\right)$
Fissuration très préjudiciable	Diamètres des aciers > 8 mm (**)	$\overline{\sigma_{st}} = \inf\left(0{,}5f_e ; 90\sqrt{\eta\, f_{tj}}\right)$

N.B. Aciers de peau à prévoir dans les poutres de grande hauteur (hauteur totale >60 cm).
(*) 3 cm² par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration préjudiciable.
(**) 5 cm² par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration très préjudiciable.

Les armatures longitudinales disposées en partie supérieures et réparties sur la largeur de la semelle doivent représenter une section par mètre de largeur au moins égale à **As/4** avec un minimum de :

- ✓ 3cm²/ml dans le cas d'acier lisse de classe FeE215 ou FeE235.
- ✓ 2cm²/ml dans le cas d'acier à haute adhérence de classe FeE400 ou FeE500.

Si la largeur de la semelle est inférieure au mètre, les valeurs de 3cm² et 2cm² seront maintenues.

3. Dimensionnement d'une semelle isolée sous un poteau

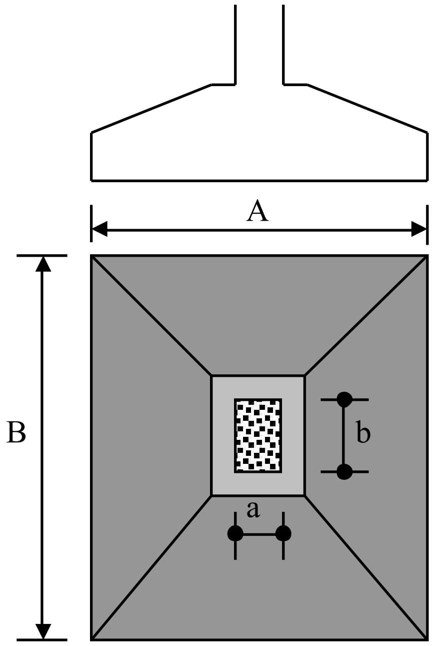
La longueur et la largeur de ces fondations sont à déterminer et doivent vérifier la condition de résistance suivante :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{A \cdot B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \text{d'où} \quad \mathbf{A \cdot B \geq N_{ser} / \overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec
- N_{ser} : charge de service en MN / ml
- **A, B** : largeur et longueur de la semelle en m
- $\overline{\sigma_{sol}}$: contrainte admissible du sol en MPa

$$\mathbf{A \cdot B \geq N_{ser} / \overline{\sigma_{sol}}}$$

A et B peuvent être choisis de manière que la semelle ait des dimensions homothétiques au poteau $\left(\frac{A}{B} = \frac{a}{b}\right)$



- La hauteur utile **d** doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\mathbf{d > \frac{A - a}{4}} \quad \textbf{et} \quad \mathbf{d > \frac{B - b}{4}}$$

- La hauteur **h** de la semelle est égale à :
  h = d+5 cm
- Les armatures doivent être disposées dans les deux sens de manière que :
  - **Nappe supérieure // A**

Aux ELU : $\mathbf{As_{//A} \geq \dfrac{N_u(A\text{-}a)}{8\ d\ f_e/\gamma_s}}$

  - **Nappe inférieure // B**

Aux ELU : $\mathbf{As_{//B} \geq \dfrac{N_u(\ B\text{-}b)}{8\ d\ f_e/\gamma_s}}$

N_u en MN
A, B, a, b, d en m
F_e en MPa
$A_{s//A}$, $A_{s//B}$ en cm²

4. Dispositions constructives

Ancrage et arrêt des aciers principaux :

On compare la longueur de scellement droit l_s à A et B.

On peut prendre : - $l_s = 40\ \Phi$ pour F_eE400 (H.A)

- $l_s = 50\ \Phi$ pour F_eE215 et F_eE235 (R.L)

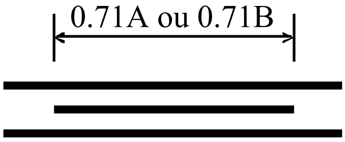
Arrêt des barres

Si $l_s > A/4$ les extrémités des barres doivent être munies d'ancrages par crochets normaux ou équivalents (120° ou 135°).

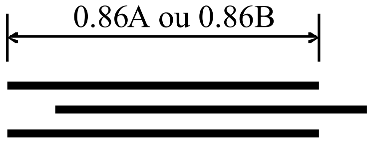


Si $A/8 < l_s < A/4$ les armatures s'étendent jusqu'aux extrémités de la semelle et ne comportent pas de crochets.

Si $l_s < A/8$ les armatures ne comportent pas de crochets et il est possible de disposer les barres de deux façons :

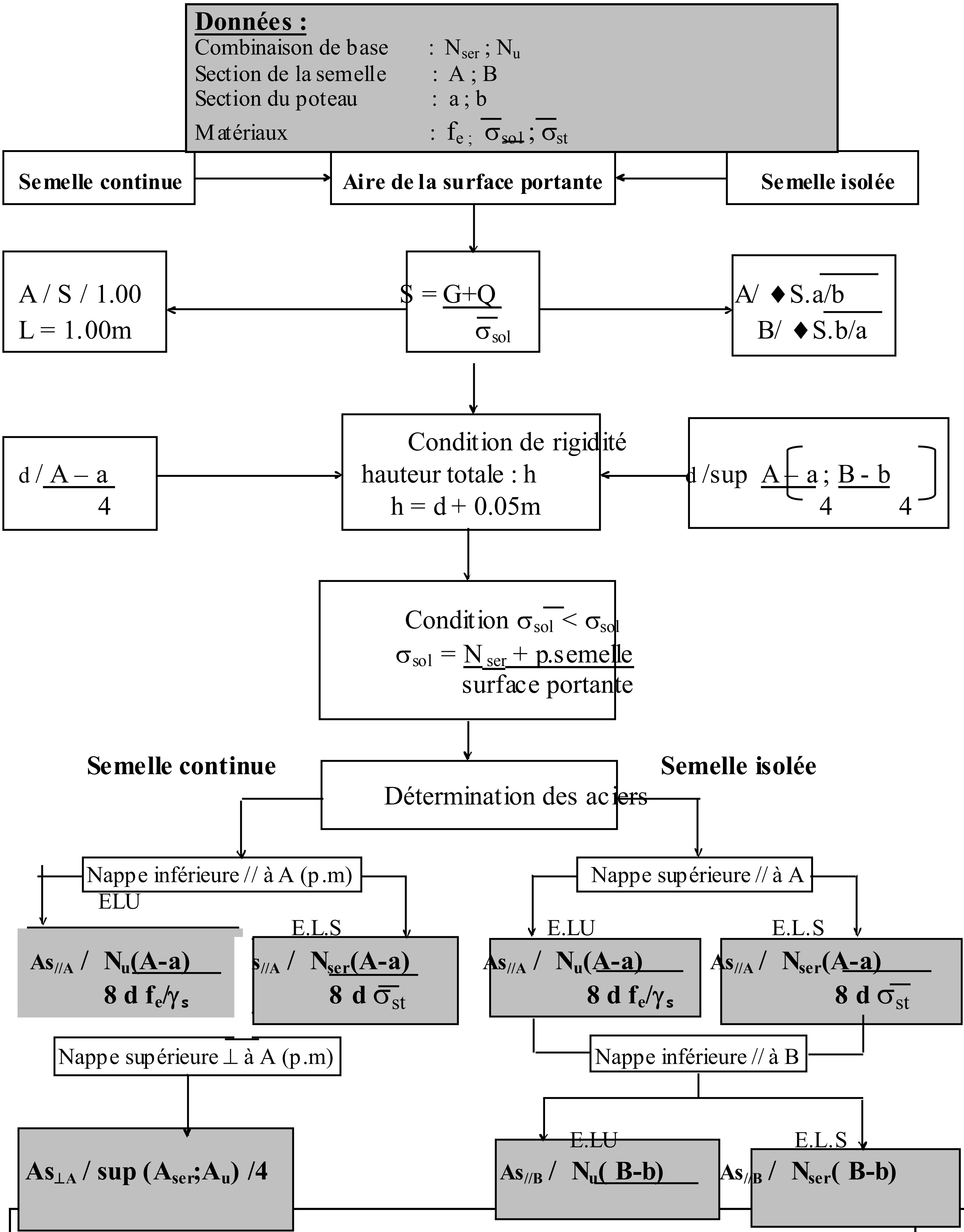


ou



On opère de la même manière pour les armatures parallèles à B.

SEMELLES DE FONDATION



$8\ d\ f_e/\gamma_s$ **$8\ d\ \overline{\sigma_{st}}$**

Exercice I

On considère une semelle de fondation continue sous un mur d'épaisseur b=20cm..

En supposant que la charge de compression est centrée et que les contraintes sont réparties uniformément sous la semelle.

1. Déterminer les dimensions en plan et en élévation de la semelle.
   (A=1.00m longueur ,B:largeur, h:hauteur totale ,d:hauteur utile)
2. Calculer les armatures des deux nappes de la semelle .
3. Illustrer vos calculs par les dessins de ferraillage de la semelle , respecter les dispositions constructives.

On donne :

-Charges permanentes ………………………G=0.30 Méga newton
-Charges d'exploitation…………………… Q=0.05 Méga newton
-Caractéristiques des matériaux :
- Béton……..fc28=25 Mpa
- Acier …… FeE400

-Caractéristique du sol :

Contrainte admissible ……$\overline{\sigma}$sol= 0.75 MPa

Solution

1. Calcul des dimensions de la semelle

S=0.3+0.05/ 0.75 =0.47 m² ⇒ B= S / 1m = 0.47/ 1 =0.47 m

On prend : **B=0.50m**

d=B-b / 4 ⇒ d =0.5 - 0.2/ 4=0.075m on prend **d=20cm et h= 25 cm**

σ =(G +Q +p.p semelle)/ aire surface portante

σ =[0.3 +0.05 +(0.025x0.5x0.25)]/ 0.5= 0.706 MPa

$$\sigma < \overline{\sigma}_{sol}$$

2. Calcul des sections d' acier

Nu =1.35G+1.5Q =1.35x0.3 +1.5x0.05 =0.48 MN

Nu = 0.48 MN

- **Nappe inférieure:**

Asx= Nu (B-b) / 8d fsu = 0.48 (0.5-0.2)/ 8x 0.20x 348 = $2.58.10^{-4}$m² =2.58 cm² par mètre

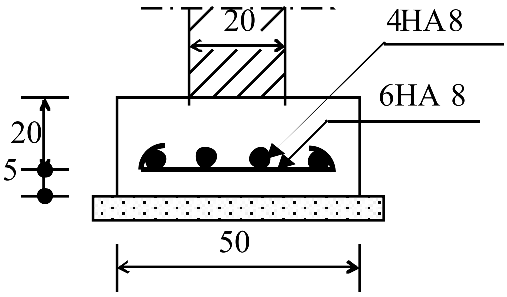
- **Nappe supérieure:**

Asy =Asx / 4 =0.64 cm² par mètre

Choix des aciers :

Asx : 6HA 8 (3.08 cm²)

Asy : section minimale d'aciers est 2cm² soit 4HA 8



Exercice II

On considère une semelle de fondation d'un pilier rectangulaire b=25cm, a=20cm supportant une charge centrée de compression dans l'hypothèse d'une répartition uniforme des contraintes.

1. Déterminer les dimensions en plan et en élévation de la semelle.
   (A :largeur ,B:longueur, h:hauteur totale ,d:hauteur utile)
2. Calculer les armatures des deux nappes de la semelle .
3. Illustrer vos calculs par les dessins de ferraillage de la semelle , respecter les dispositions constructives.

On donne :

-Charges permanentes ………………………G=0.167 Méga newton
-Charges d'exploitation…………………… Q=0.383 Méga newton
-Caractéristiques des matériaux :

- Béton……..f c28 =22 MPa
- Acier …… FeE400

-Caractéristique du sol :

Contrainte admise sur le sol (argiles) ……σsol= 0.3 MPa

Solution

1. **Calcul des dimensions de la semelle**

S=0.167+0.383 / 0.3=1.833 m² ⇒ A / $\sqrt{S x a / b}$ ⇒ A / $\sqrt{1.833 x 20 / 25}$

⇒ A / 1.21 m on prend **A= 1.25m**

B / $\sqrt{S x b / a}$ ⇒ B / $\sqrt{1.833325 / 20}$

⇒ B/ 1.51 m on prend **B= 1.55m**

d/ max (155-25/ 4 ; 125-20/ 4) ⇒ **d**/ max (32.5 ; 26.25)

on prend **d= 35 cm** et **h=40 cm**

σ =(G +Q +p.p semelle)/ aire surface portante

σ =[0.167 +0.383 +(0.025x0.40x1.25x1.55)]/ 1.25x1.55= 0.29MPa

$$\sigma < \bar{\sigma}_{sol}$$

2. **Calcul des sections d' acier**

Nu =1.35G+1.5Q =1.35x0.167 +1.5x0.383 =0.80 MN

Nu = 0.80 MN

- **Nappe inférieure:**

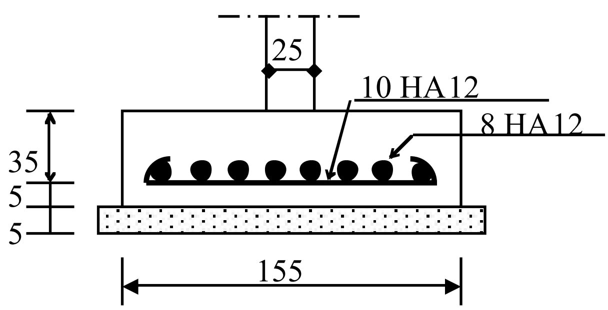
Asx= Nu (B-b) / 8d fsu = 0.80 (1.55-0.25)/ 8x 0.35 x 348 = 1.067.10^{-3}m² =10.67 cm²

Soit 10HA12 (11.31cm²)

- **Nappe supérieure:**

Asy= Nu (A-a) / 8d fsu = 0.80 (1.25-0.20)/ 8x 0.35x348 = 8.62.10^{-4}m² =8.62cm²

Soit 8HA12 (9.05 cm²)



Module 16 : **CONNAISSANCE DE LA MECANIQUE APPLIQUEE (BAEL)**

GUIDE DES TRAVAUX PRATIQUES

I. TP 1 : intitulé du TP **Dimensionnement et ferraillage des poteaux**

I.1. Objectif(s) visé(s) :

- ***Déterminer la section extérieure des poteaux***
- ***Déterminer la section des aciers longitudinaux et transversaux des poteaux***
- ***Représenter la section avec armatures transversalement et longitudinalement.***

I.2. Durée du TP:

2 heures

I.3. Description du TP :

Un poteau fait partie de l'ossature d'un bâtiment à étages multiples pour lequel la distance entre planchers est 2.90 m .
Ce poteau de section rectangulaire supporte des Charges permanentes
G= 45 tf et des Charges d'exploitation Q= 25 tf

- Béton…………………………………………… ...f_{c28}=22 Mpa
- Acier ………………………………………………FeE400
- Enrobage des armatures ……………………… …c=3 cm
- Plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours

Supposant que l'élancement du poteau est voisin de $\lambda = 35$

On demande de :

1. Déterminer les dimensions de la section du poteau.
2. Trouver le ferraillage complet du poteau.
3. Représenter la section transversale du poteau.

I.4. Déroulement du TP

En classe

II. TP 2 : intitulé du TP : Ferraillage des poutres à l'état limite ultime et à l'état limite de service

II.1. Objectif(s) visé(s) :

- ***Déterminer la section des armatures principales des poutres à l'E.L.U***
- ***Déterminer la section des armatures principales des poutres à l'E.L.S***
- ***Déterminer et répartir les armatures transversales.***
- ***Représenter la section avec armatures transversalement et longitudinalement.***

II.2. Durée du TP :3 H

II.3. Description du TP :

Soit à déterminer les armatures longitudinales et transversales d'une poutre à section rectangulaire (voir figure), sollicitée par un moment ultime **Mu = 545 KN.m** et un effort tranchant **Vu = 330 KN**

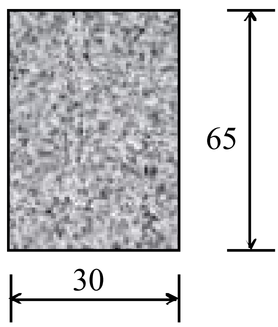
On donne :

- Béton.......................................f_{c28}=22 Mpa
- Acier longitudinal....................FeE400 type1
- Acier transversal......................FeE235
- Fissuration peu nuisible
- Sans reprise de bétonnage
- La portée de la poutre est **6,60 m**
- Enrobages inférieur et supérieur = **5 cm**

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\,\varepsilon_l}$$

$$\mu_l = 0.8\,\alpha_l(1 - 0.4\,\alpha_l)$$



Faîtes la répartition des armatures transversales et représenter la poutre avec sa coupe transversale tout en respectant les dispositions constructives.

N.B : Annexes autorisés

II.4. Déroulement du TP : En classe

TP 3 : intitulé du TP : ***Dimensionnement et ferraillage des semelles de fondation***

III.1. Objectif(s) visé(s) :

- ***Déterminer les dimensions extérieures des semelles de fondation***
- ***Déterminer la section des armatures longitudinales et transversales des semelles à l'E.L.U et à l'E.L.S***
- ***Représenter la section avec armatures transversalement et longitudinalement.***

III.2. Durée du TP: ***3H***

III.3. Description du TP :

On considère une semelle de fondation d'un pilier rectangulaire b=25cm,a=20cm supportant une charge centrée de compression dans l'hypothèse d'une répartition uniforme des contraintes.

1. Déterminer les dimensions en plan et en élévation de la semelle.
   (A :largeur ,B:longueur, h:hauteur totale ,d:hauteur utile)
2. Calculer les armatures des deux nappes de la semelle .

On donne :

- Charges permanentes ………………………G=0.55 Méga newton
- Charges d'exploitation…………………… Q=0.24 Méga newton

Caractéristiques des matériaux :

- Béton……..fc28=22 Mpa
- Acier …… FeE500

Caractéristique du sol :

Contrainte admise sur le sol ……$\overline{\sigma}_{sol}$= 0.7 MPa

III.4. Déroulement du TP : En classe

Évaluation de fin de module :

Exercice I

Un poteau fait partie de l'ossature d'un bâtiment à étages multiples pour lequel la distance entre planchers est 2.85 m .

Ce poteau de section rectangulaire supporte des Charges permanentes **G= 42 tf** et des Charges d'exploitation **Q= 20 tf**

- Béton………………………………………… ...f_{c28}=22 Mpa
- Acier ……………………………………………FeE400
- Enrobage des armatures ……………………… …c=3 cm
- Plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours

Supposant que l'élancement du poteau est voisin de $\lambda = 29$

On demande de :

1. Déterminer les dimensions de la section du poteau.
2. Trouver le ferraillage complet du poteau.
3. Représenter la section transversale du poteau.

Exercice II

On considère une semelle de fondation continue sous un mur d'épaisseur b=20cm..

En supposant que la charge de compression est centrée et que les contraintes sont réparties uniformément sous la semelle.

4. Déterminer les dimensions en plan et en élévation de la semelle.
(A=1.00m longueur ,B:largeur, h:hauteur totale ,d:hauteur utile)
5. Calculer les armatures des deux nappes de la semelle .
6. Illustrer vos calculs par les dessins de ferraillage de la semelle , respecter les dispositions constructives.

On donne :

-Charges permanentes ………………………G=0.30 Méga newton
-Charges d'exploitation…………………… Q=0.05 Méga newton
-Caractéristiques des matériaux :

- Béton……..fc28=25 Mpa
- Acier …… FeE400

-Caractéristique du sol :

Contrainte admissible ……$\overline{\sigma}$sol= 0.75 MPa

Liste des références bibliographiques.

Ouvrage	*Auteur*	*Edition*
Initiation au Béton armé : règles BAEL 83	*Jean Marie Bouchart , GillesCibois Géorge de Haro*	*Edition Eyrolle*
Calcul des ouvrages en Béton Armé suivant les règles du BAEL 83 Théorie et applications	*Pierre Charron*	*Edition Eyrolle*